

# DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

JANVIER 1953

Sixième année, n° 61.

## SOMMAIRE

	Pages
P. HABIB, <b>La résistance au cisaillement des sols</b> . . . . .	1
Série : Sols et Fondations (XII).	
P. LONDE et G. POST, <b>Les barrages en terre américains</b> . . . . .	41
Série : Travaux Publics (XIX).	
J. MARTIN, <b>Les barrages en béton américains</b> . . . . .	65
Série : Travaux Publics (XX).	
J. CAMPREDON, <b>Le bois dans la menuiserie et dans la charpente</b> . . . . .	91
Série : Matériaux (IX).	
<b>Documentation technique recueillie en octobre 1952</b> . . . . .	111
Documentation technique (LXI).	

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES  
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE  
28, BOULEVARD RASPAIL, PARIS (VII<sup>e</sup>)

LABORATOIRES DU BATIMENT  
ET DES TRAVAUX PUBLICS  
12, RUE BRANCION, PARIS (XV<sup>e</sup>)

BUREAU SECURITAS  
9, AVENUE VICTORIA, PARIS (IV<sup>e</sup>)

CENTRE D'INFORMATION ET DE  
DOCUMENTATION DU BATIMENT  
100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI<sup>e</sup>)

Édité par **La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**.  
(Société à responsabilité limitée au capital de 600 000 F)

C. C. P. PARIS 8524-12

28, boulevard Raspail, PARIS-VII<sup>e</sup>

Tél. : BAB. 18-56



# Une des principales missions de L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

consiste à mettre à la disposition de toute personne intéressée par les problèmes de la construction, une vaste documentation fournie par :

*Le service de documentation de l'Institut Technique*

qui dépouille plus de 400 périodiques techniques dont plus de la moitié viennent de l'étranger;

*Les Laboratoires du Bâtiment  
et des Travaux Publics;*

*Des techniciens français et étrangers  
de la profession.*

Soit au cours de conférences ou de visites de chantier  
organisées par le *Centre d'Études Supérieures*.

Soit dans des exposés traitant de questions ou de  
réalisations diverses.

A cet effet, l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics dirige la rédaction ou rédige :

1<sup>o</sup> Des ouvrages divers parmi lesquels il faut citer : les Règles d'utilisation de certains matériaux (béton armé, acier, etc.), des Règles ayant trait à des problèmes particuliers (par exemple : les effets de la neige et du vent sur les constructions). L'application de certaines de ces règles a été rendue obligatoire par le MINISTÈRE DE LA RECONSTRUCTION ET DE L'URBANISME pour les travaux relevant de son autorité.

(La liste des publications et les conditions d'envoi sont adressées sur demande formulée à la *Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*.)

2<sup>o</sup> Les ANNALES qui publient :

Les conférences et comptes rendus de visites de chantiers organisées par le *Centre d'Études Supérieures*;

Des études originales françaises et étrangères;

Les Manuels du béton armé, de la charpente en bois et de la construction métallique;

Les comptes rendus de recherches d'intérêt général poursuivies par les Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics;

Une documentation technique.

Chaque sujet est classé dans les séries suivantes :

Architecture et Urbanisme.

Technique générale de la construction.

Théories et Méthodes de calcul.

(Résistance des matériaux.)

Essais et Mesures.

Sols et fondations.

Gros œuvre.

(Maçonnerie, travail du bois.)

Construction métallique.

Travaux Publics.

Matériaux.

(Pierres et Minéraux. Géologie.)

Liants hydrauliques.

Béton. Béton armé.

Béton précontraint.

Équipement technique.

(Électricité, chauffage et ventilation,  
froid, acoustique, plomberie, couver-  
ture, étanchéité.)

Aménagement intérieur.

Matériel de chantier.

Questions générales.

(Questions économiques, hygiène, sé-  
curité.)

Documentation technique.

Manuel du Béton armé.

Manuel de la Charpente en bois.

Manuel de la Construction Métal-  
lique.

## ENTREPRENEURS,

**Subventionnez l'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT et des TRAVAUX PUBLICS  
sans charge nouvelle.**

En attribuant à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics une part de la taxe d'apprentissage que la loi permet d'affecter à la formation des Cadres supérieurs, vous pouvez sans charge nouvelle aider notre Association qui par ses conférences, ses publications, sa documentation, ses travaux de recherches, ses commissions des grands problèmes, joue un rôle important dans la conduite de vos Entreprises.

Par vos versements, vous concurrez à son activité, animez et facilitez ses travaux; vous serez certains, par consé-  
quent, que ce prélèvement restera au service de vos Professions.

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics est autorisé à recueillir de 5 à 30 % de la taxe d'apprentis-  
sage suivant la catégorie professionnelle à laquelle appartient l'Entreprise assujettie.

Répondez à notre appel en adressant la subvention dont vous pouvez disposer en notre faveur, soit directement à l'Institut  
Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII<sup>e</sup> (C. C. P. Paris 1834-66), soit par l'intermédiaire  
de l'organisme syndical professionnel auquel vous êtes affilié si celui-ci se charge de la répartition de votre taxe d'apprentissage.



## ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

## RÉSUMÉS (JANVIER 1953)

## SUMMARIES (JANUARY 1953)

Cib m' cad l-he **Propriétés mécaniques des sols.**

**La résistance au cisaillement des sols.** HABIB (P.); *Ann. I. T. B. T. P., Fr.* (janvier 1953), n° 61 [Sols et Fondations (XII)], 40 p., 108 fig.

Selon un mode de présentation classique, l'auteur sépare les sols pulvérulents et les sols cohérents. Le cas des sables permet de mettre en évidence les actions de contact dans le schéma classique. Dans le cas des argiles, il faut tenir compte de l'eau interstitielle et la notion de contact intergranulaire s'efface. La recherche des relations entre l'état de surface des particules et l'orientation du plan de rupture permet de préciser le mécanisme de la résistance au cisaillement et montre la nécessité de la mesure de la pression de l'eau interstitielle. Deux méthodes de mesure de la dépression interstitielle sont présentées et permettent d'aborder la mesure des variations de la pression interstitielle dans certains cas simples. Dans le cas des limons quelques généralités sont présentées : les différences entre les relations intergranulaires entre particules donnent des comportements différents pour chaque groupe de sol envisagé. En particulier, sous l'influence d'état de triple étreinte, les résultats des essais de rupture sont différents pour les sables, les argiles et les limons. L'étude de ces phénomènes est présentée, ainsi que des problèmes spécifiques aux argiles comme l'anisotropie ou la saturation imparfaite.

CDU 624.131.49.

Cib m' cad l-he **Mechanical properties of soils.**

**The shearing strength of soils.** HABIB (P.); *Ann. I. T. B. T. P., Fr.* (january 1953), n° 61 [Soils and Foundations (XII)], 40 p., 108 fig.

In accordance with a traditional method of presentation, the author makes the distinction between coherent and cohesionless soils. The case of sands enables him to give relief to the contact actions in the classical scheme. In the case of clay, account must be taken of pore water, and the notion of intergranular contact disappears. The study of relation between the surface state of the particles and the orientation of the rupture plane permits to elucidate the mechanism of the shearing strength and shows the necessity of measuring the pore water pressure. Two methods of measuring the interstitial depression are presented, which permit the measurement of the variations of the interstitial pressure in certain simple cases. In the case of loams, some generalities are presented. The differences in intergranular relation between particles give rise to different behaviors for each soil group in question. Particularly, under the influence of triaxial pressure, the results of rupture tests differ for sands, clays and loams. The investigation of these phenomena is discussed as well as problems peculiar to clays, such as anisotropy and incomplete saturation.

UDC 624.131.49.

Fib naj to **Barrages en terre.**

**Les barrages en terre américains.** LONDE (P.) et Post (G.); *Ann. I. T. B. T. P., Fr.* (janvier 1953), n° 61 [Travaux Publics (XIX)], 24 p., 44 fig.

Toutes les fondations, même les moins résistantes ou les plus perméables, conviennent à l'établissement d'un barrage en terre. Presque toutes les terres naturelles peuvent servir à construire le remblai. La difficulté majeure réside, en général, dans le problème de l'évacuation des crues.

L'anatomie des remblais de barrages est extrêmement variée. Elle doit s'adapter à la nature des matériaux disponibles et à celle de la fondation. Il en est de même des déversoirs qui sont parfois de conception très hardie.

Le projet d'un barrage en terre est appuyé en général sur des calculs très simples, mais sur des reconnaissances et des essais de laboratoire très complets. Les coefficients de sécurité adoptés dans les calculs sont généralement voisins de 1,5.

Les opinions sur les méthodes de compactage ne sont pas unanimes. Faut-il se placer au-dessus ou au-dessous de l'optimum Proctor ? Faut-il employer des rouleaux à pneus ou à pieds de mouton ? Comment trier les terres à cailloux ?

Enfin les contrôles sur la mise en place des matériaux et aussi sur le comportement de l'ouvrage ont, dans les barrages en terre, une importance capitale.

CDU 627.8 : 691.41.

Fib naj to **Earth dams.**

**American earth dams.** LONDE (P.) et Post (G.); *Ann. I. T. B. T. P., Fr.* (january 1953), n° 61 [Public Works (XIX)], 24 p., 44 fig.

All kinds of foundations, even the weakest or most permeable ones, are suitable for constructing an earth dam. Nearly all the varieties of natural soils can be used as material for earth fills. The major difficulty generally consists in finding a solution for the problem of draining off the floodwaters.

The structure of earth fills for dams is most varied. It must be adapted to the nature of the available material and to that of the foundation. The same applies to spillways, which are sometimes constructed in an extremely daring manner.

The design of an earth dam is generally based on very simple calculations, but on highly elaborate investigations and laboratory tests. The factor of safety used in the calculations is generally about 1.5.

Opinions vary on the methods of compaction. Ought one to go beyond the Proctor optimum, or remain within it ? Should pneumatic or sheepfoot rollers be used ? How should stony soils be classified ?

Finally, it is of capital importance, in the case of earth dams, to check carefully the way the material is placed in the fill, together with the subsequent behaviour of the dam.

UDC 627.8 : 691.41.



Fib naj' deb n **Barrages en béton.**

**Les barrages en béton américains.** MARTIN (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (janvier 1953), n° 61 [Travaux Publics (XX)], 26 p., 74 fig.

La première partie de la conférence est consacrée au béton de barrage qui tend à devenir, sur les chantiers américains, un produit industriel. Tout, dans sa fabrication, est orienté vers la recherche de la régularité :

- Les agrégats sont classés avec le plus grand soin.
- La rigueur de la granulométrie du sable est obtenue par voie hydraulique dans des « Sizers », et son séchage dans des roues spéciales, par application du vide, assure la constance de son humidité.
- A la tour à béton, tout est prévu pour que le dosage des produits soit automatique et constant.

La régularité des caractéristiques du béton est assurée par des contrôles fréquents à tous les stades de sa fabrication. Enfin, des précautions spéciales sont prises au cours de sa mise en œuvre et dans les semaines qui suivent pour lui conserver toutes ses qualités.

La seconde partie met en évidence tous les facteurs du bas prix du béton :

- Les programmes précis et à longue échéance qui évitent les fausses manœuvres.
- Le volume du barrage et l'ampleur des travaux, qui allègent, relativement, les frais généraux.
- La mécanique américaine, robuste et adaptée à sa tâche.
- Le climat social et la chasse au temps perdu favorables au rendement du personnel, sans fatigue accrue.

— Les faibles dosages du béton de masse rendus possibles par l'emploi d'agents entraîneurs d'air et quelquefois de pouzzolanes, et surtout par tous les soins apportés à la fabrication du béton, en particulier à la rigueur de la granulométrie de son sable.

Pour terminer, quelques vues prises sur les chantiers en montrent les aspects les plus caractéristiques ou originaux.

CDU 627.8 : 693.54.

Fib naj' deb n **Concrete dams.**

**American concrete dams.** MARTIN (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (janvier 1953), n° 61 [Public Works (XX)], 26 p., 74 fig.

The first part of this lecture deals with concrete for dams, which, in American practice, is tending to become an industrial product. The whole process of its manufacture is governed by a striving after reliability :

- The aggregates are classified with extreme care.
- Great precision in the grading of the sand is attained by the use of hydraulic methods in sizers; and the drying of the sand in special rotating wheels, on the vacuum principle, ensures its uniform dampness.
- In the concrete plant, everything is so arranged that the proportioning of the ingredients is adjusted automatically and is constant.

The regularity of the characteristics of the concrete results from frequent checking, which is carried out at all stages of manufacture. Further, special precautions are taken during the placing of the concrete and in the course of the following few weeks in order to preserve its quality.

The second part of the lecture describes the basic elements which contribute to the low cost of concrete.

- Precise long-term programmes which prevent errors.
- The size of the dam and the extent of the work, which diminish, comparatively, the costs.
- The American machinery, which is rugged and perfectly adapted to the work in hand.
- The social conditions, and the avoidance of loss of time permitting the staff to work efficiently without increased fatigue.
- The low cement content of mass concrete, which is made possible by the use of air-entraining admixtures, and sometimes of puzzolans, and above all the care taken in the manufacture of concrete, specially the accuracy of sand grading.

Finally, some photographs taken at the work-sites show its most characteristic or original aspects.

UDC 627.8 : 693.54.

Dec j **Travail du bois.**

**Le bois dans la menuiserie et la charpente. Compte rendu des travaux de recherches et des essais effectués en 1951-1952 par l'Institut National du Bois.** Campredon (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (janvier 1953), n° 61 [Matériaux (IX)], 22 p., 11 fig.

La conférence a pour objet de rendre compte des travaux exécutés au cours de l'année au Laboratoire de l'Institut National du Bois et intéressant l'emploi du bois dans la charpente et la menuiserie.

La première partie aborde certains problèmes relatifs aux relations bois-humidité, tels que le desseuage, l'étuvage, le taux d'humidité d'équilibre, les incidents relatifs à la réception et à la pose des menuiseries dans les immeubles.

Dans une seconde partie ont été donnés des résultats d'essais sur « assembleurs (connectors) » de différents types et sur le collage bois-métal.

La troisième partie expose les premiers résultats obtenus dans les études entreprises sur le sciage des bois soit à la scie circulaire (scies sans recul) soit au ruban (recherches théoriques et pratiques).

Enfin dans une quatrième partie, les problèmes relatifs à la protection des bois font l'objet d'un examen. On a essayé de dégager une politique générale de protection des bois en vue d'arriver à une prolongation sensible de leur durée d'utilisation.

CDU 674.04 : 694.1.

Dec j **Carpentry and joinery.**

**Wood in carpentry. Report on research and tests made in 1951-1952 by the National Wood Institute.** Campredon (J.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (janvier 1953), n° 61 [Building Materials (IX)], 22 p., 11 fig.

The lecture has for its purpose the reporting on the work performed in the course of the year at the Laboratory of the National Wood Institute on the use of wood in carpentry.

The first part touches on certain problems concerning wood-moisture interactions such as sap extraction, kiln drying, the rate of moisture equilibrium, incidents relative to acceptance and setting of woodwork in buildings.

In a second part results are given of tests on connectors of various types and on the gluing of wood-to-metal.

The third part shows the first results obtained in research on wood sawing, either by circular saws (without recoil) or band-saws (theoretical and practical studies).

Finally, in the fourth part, problems concerning the protection of wood are examined. It has been attempted to set a general policy of wood protection with a view towards a marked prolongation of the length of its service.

UDC 674.04 : 694.1.



JANVIER 1953

Sixième Année, N° 61.

1127N

Série : SOLS ET FONDATIONS (XII).

# LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES SOLS

Par **P. HABIB,**

Ancien élève de l'École Polytechnique, Docteur ès Sciences,

Chef de la Section des Recherches de Mécanique du Sol aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.

*Thèse soutenue à la Faculté des Sciences de Paris**devant MM. les Présidents CAQUOT et PERES, membres de l'Institut, et MM. les Professeurs E. DARMOIS et THIRY.*

LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS



## SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
Introduction .....	3	5. Description des essais et des matériaux utilisés.....	14
Historique. Généralités .....	3	6. Interprétation de la résistance au cisaillement. Essai direct .....	19
CHAPITRE I. — Résistance au cisaillement des sables.....	4	7. Interprétation de la résistance au cisaillement. Essais triaxiaux .....	21
1. Description du phénomène et de sa mesure.....	4	8. Essais et interprétations. Échec de la théorie lorsque $\rho = 45^\circ$ .....	23
2. Critères de rupture.....	5	9. Étude détaillée des matériaux ou $\rho = 45^\circ$ .....	25
3. Essais triaxiaux .....	5	10. Pression des pores .....	31
4. Comparaisons d'essais de cisaillement avec différents modes opératoires classiques .....	6	11. Influence de la contrainte principale moyenne.....	32
5. Autres méthodes de mesure.....	6	12. Limites d'utilisation du schéma de l'argile.....	33
CHAPITRE II. — Résistance au cisaillement des argiles.....	11	CHAPITRE III. — Résistance au cisaillement des limons.....	35
1. Généralités sur les argiles .....	11	1. Généralités.....	35
2. La loi de Coulomb .....	12	2. Résistance au cisaillement .....	36
3. Pression de consolidation .....	12	3. Influence de la contrainte principale moyenne.....	37
4. Schéma de l'argile .....	13	CONCLUSIONS .....	38

### RÉSUMÉ

Selon un mode de présentation classique, l'auteur sépare les sols pulvérulents et les sols cohérents. Le cas des sables permet de mettre en évidence les actions de contact dans le schéma classique. Dans le cas des argiles, il faut tenir compte de l'eau interstitielle et la notion de contact intergranulaire s'efface. La recherche des relations entre l'état de surface des particules et l'orientation du plan de rupture permet de préciser le mécanisme de la résistance au cisaillement et montre la nécessité de la mesure de la pression de l'eau interstitielle. Deux méthodes de mesure de la dépression interstitielle sont présentées et permettent d'aborder la mesure des variations de la pression interstitielle dans certains cas simples. Dans le cas des limons quelques généralités sont présentées : les différences entre les relations intergranulaires, entre particules donnent des comportements différents pour chaque groupe de sol envisagé. En particulier, sous l'influence d'état de triple étreinte, les résultats des essais de rupture sont différents pour les sables, les argiles et les limons. L'étude de ces phénomènes est présentée, ainsi que des problèmes spécifiques aux argiles comme l'anisotropie ou la saturation imparfaite.

### SUMMARY

In accordance with a traditional method of presentation, the author makes the distinction between coherent and cohesionless soils. The case of sands enables him to give relief to the contact actions in the classical scheme. In the case of clay, account must be taken of pore water, and the notion of intergranular contact disappears. The study of relation between the surface state of the particles and the orientation of the rupture plane permits to elucidate the mechanism of the shearing strength and shows the necessity of measuring the pore water pressure. Two methods of measuring the interstitial depression are presented, which permit the measurement of the variations of the interstitial pressure in certain simple cases. In the case of loams, some generalities are presented. The differences in intergranular relation between particles give rise to different behaviors for each soil group in question. Particularly, under the influence of triaxial pressure, the results of rupture tests differ for sands, clays and loams. The investigation of these phenomena is discussed as well as problems peculiar to clays, such as anisotropy and incomplete saturation.



## NOTATIONS

$N_1, N_2, N_3$  : Contraintes principales totales rangées dans l'ordre  
 $N_1 < N_2 < N_3$ ;  
 $n$  : composante normale au plan de cisaillement de la contrainte totale;  
 $t$  : composante de cisaillement de la contrainte totale;  
 $u$  : pression de l'eau interstitielle;  
 $N_1 - u, N_2 - u, N_3 - u$  : contraintes principales effectives;  
 $n - u$  : contrainte effective normale au plan de cisaillement;  
 $\rho$  : angle du plan de rupture avec la plus grande contrainte principale;  
 $\varphi$  : angle de frottement interne } équation de Coulomb;  
 $c$  : cohésion

$\varphi_v$  : angle de frottement interne vrai } équation de Hvorslev;  
 $c_v$  : cohésion vraie.  
 $\varphi_a$  : angle de frottement interne apparent } essais rapides;  
 $c_a$  : cohésion apparente  
 $C$  : couple de torsion;  
 $R$  : rayon d'une éprouvette cylindrique;  
 $d_s$  : densité sèche;  
 $\varepsilon$  : indice des vides;

Les définitions des essais classiques sont reportées en annexes; les renvois (annexes —) permettent de s'y référer.

Les crochets [ ] indiquent une référence bibliographique dont la liste est donnée à la fin du texte.

## INTRODUCTION

Le but général de cette étude est la recherche des déformations des sols soumis à des systèmes de sollicitations quelconques. La détermination de la rupture de ces matériaux lorsqu'ils sont soumis à des étirements tridimensionnelles en est un cas particulier qui y sera largement développé.

Ceci nous a conduits à rechercher à analyser en détail le mécanisme de la rupture des sols et à distinguer, comme il est classique de le faire, les matériaux pulvérulents et les matériaux cohérents. Les premiers correspondent à un ensemble de particules qui n'intéressent leurs voisins que par des actions de contact ou frottement. Les seconds sont, en général, des ensembles à plusieurs phases, solides, liquides et gaz, qui, en plus des actions de contact entre particules sont soumis à des liaisons physiques ou physico-chimiques souvent mal connues. De toutes façons, la présence d'eau interstitielle entre les grains fait varier considérablement leur comportement lorsque ces matériaux sont soumis à des contraintes et, de même que les propriétés physiques de cette eau interstitielle sont mal connues, les incidences mécaniques qui en résultent peuvent donner lieu, fréquemment, à des erreurs d'interprétation : le but de cette étude est essentiellement de chercher à préciser la validité des hypothèses et les limites du calcul.

Après un bref rappel historique, nous étudierons le cas des sables et des milieux pulvérulents, ce qui, a priori, est le plus simple puisqu'on est effectivement en présence de contact intergranulaire. Nous chercherons ensuite les résultats qui peuvent être utilisés pour les argiles. Enfin nous étendrons les résultats obtenus aux limons et sols cohérents intermédiaires. Nous montrerons

l'intérêt et les limites de l'étude d'échantillons naturels en laboratoire.

Rappelons tout de suite que la définition de la cohésion en mécanique du sol est différente de celle de la résistance des matériaux. Nous nous conformerons donc à l'habitude et appellerons cohésion l'intersection d'une courbe intrinsèque avec l'axe des cisaillements et non avec l'axe des contraintes principales.

Il est difficile de faire un exposé qui soit à la fois simple et suffisamment précis des théories actuelles de la résistance au cisaillement des sols, étant donné le nombre de facteurs qui interviennent et aussi, parce que ces théories ne sont pas encore assez appuyées sur des observations expérimentales. Enfin, la mécanique des sols n'a pas encore une terminologie sans équivoque. On emploie, par exemple, les mots : contrainte intergranulaire et frottement interne pour les argiles alors que l'on ignore si les contacts entre particules argileuses sont effectifs et, a fortiori, si le frottement est réel.

Nous avons donc cherché ici à présenter les résultats permettant de suivre l'ensemble des facteurs intervenant dans la résistance au cisaillement qui est, rappelons-le, la donnée fondamentale de la détermination de la stabilité des fondations. Ceci nous a conduits, d'une part à utiliser des théories déjà existantes, à en chercher les limites, à essayer de les poursuivre et d'autre part, à exposer des résultats d'essais dont l'intérêt ne paraît pas toujours immédiatement lié à l'étude du sujet; enfin certaines expériences que nous rapportons n'ont pas reçu d'explications valables et ne sont encore que des observations physiques dans un cadre expérimental donné.

## HISTORIQUE — GÉNÉRALITÉS

Les origines de la mécanique des sols sont essentiellement françaises. C'est à COULOMB (1773) que l'on doit le premier exposé théorique qui fut présenté à l'Académie Royale des Sciences sous le titre : « Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'Architecture ». Jusqu'en 1850 pratiquement, les nouveaux apports furent illustrés par les noms d'ingénieurs et de savants français : POISSON, FRANÇAIS, PONCELET, PRONY, DARCY. En 1856, le savant écossais RANKINE traite le problème de l'équilibre intérieur d'un corps solide dépourvu de cohésion et limité par une surface plane libre. En 1870, Maurice LEVY résout le même problème de façon très semblable. Cette question avait d'ailleurs été abordée par BOUSSINESQ. Vers la même époque, les *Annales des Ponts et Chaussées* publient de nombreux articles théoriques sur la poussée des terres et des études d'expériences étrangères comme celle de G. H. DARWIN ou celle de BAKER. A une époque plus récente, la contribution théorique de la France reste encore très importante; les travaux de RESAL, BONNEAU, RAVISE, FRONTARD, CAQUOT, ont abouti à la solution du problème le plus général des équilibres de poussée et butée. Mais à côté de cette partie théorique extrêmement poussée, les études expérimentales n'ont pas été entre-

prises systématiquement. Ainsi le phénomène physique de la cohésion étant mal connu, RANKINE a écrit :

« L'air, l'humidité et les changements de température agissent d'une façon continue pour détruire la cohésion des terres, de telle sorte que, finalement, on ne doit plus compter que sur le frottement pour leur donner une stabilité permanente », privant ainsi le constructeur d'un facteur important de la stabilité.

De telles lacunes étaient très fréquentes et, encore en 1903, RESAL, à propos des essais de G. H. DARWIN à Cambridge, écrivait :

« Il ne paraît pas bien utile de vérifier expérimentalement l'exactitude des formules fournies, en dehors de toutes hypothèses, par des calculs dont la rigueur mathématique semble incontestable; et d'ailleurs il semble très difficile d'écarter des expériences de ce genre les causes d'erreurs qui peuvent entacher les résultats, et leur ôter toute précision et toute valeur. Il serait à coup sûr beaucoup plus intéressant de procéder pour toutes les natures de terres à des observations nombreuses et précises en ce qui touche les valeurs à attribuer à l'angle de talus naturel. Or, on ne possède, à cet égard, que des notions vagues et imprécises. »



Pratiquement, ce n'est que vers 1910 qu'ont commencé en France des études expérimentales suivies. Dans le même temps, dans d'autres pays, de nouvelles écoles sont apparues, influencées souvent par des circonstances locales particulièrement défavorables pour les fondations : ainsi les mauvais terrains des Pays-Bas, de la Vallée du Danube, du sous-sol de Mexico, ainsi que les argiles glaciaires quaternaires des pays nordiques ont obligé les techniciens à étudier de près les principes même de la nouvelle science du sol. Ceci s'est traduit par un vaste mouvement de recherches théoriques et empiriques où les moyens mis en œuvre étaient à la taille des constructions effectuées.

Il est d'ailleurs intéressant de constater que la Mécanique du Sol s'est développée parallèlement aux exigences du Génie civil. Ainsi, en France, les travaux de soutènement des fortifications de VAUBAN du XVII<sup>e</sup> siècle ont été à l'origine des premières règles portant sur la poussée des terres. Les équilibres des berges de

canaux sont à l'origine de la recherche des hauteurs limites du début du XIX<sup>e</sup> siècle comme celle de FRANÇAIS; le développement des chemins de fer coïncide avec les nouveaux travaux sur les talus de la fin du XIX<sup>e</sup> siècle; l'extension des travaux à la mer et les ruptures des murs de quais sont à l'origine des théories récentes; la théorie du tassement des couches argileuses s'est développée dans des pays où les terrains compressibles sont assez étendus et il en est de même actuellement avec la construction de barrages en terre de grande hauteur.

La présente étude cherche à préciser les caractéristiques mécaniques des sols et s'inscrit dans la série des travaux expérimentaux visant à préciser les hypothèses de base et à fournir les coefficients que l'on introduit ensuite dans les formules; en conséquence, les mathématiques seront fort peu utilisées, à l'avantage des observations physiques d'expériences cherchant à présenter, sinon une unité complète, du moins un ensemble de vues générales.

## CHAPITRE PREMIER

### RÉSISTANCE AU CISAILEMENT DES SABLES

#### — DESCRIPTION DU PHÉNOMÈNE ET DE SA MESURE

Le cas des sables est suffisamment bien connu pour qu'il ne soit pas nécessaire d'insister sur les résultats acquis. Nous rappellerons simplement les conclusions qui se dégagent de l'étude expérimentale telles qu'elles sont exprimées par exemple dans le *Traité de Mécanique du Sol* de MM. CAQUOT et KERISEL [8].

— Un massif pulvérulent est en équilibre lorsque les contraintes vérifient en tous points la relation :  $t \leq n \operatorname{tg} \varphi$ .

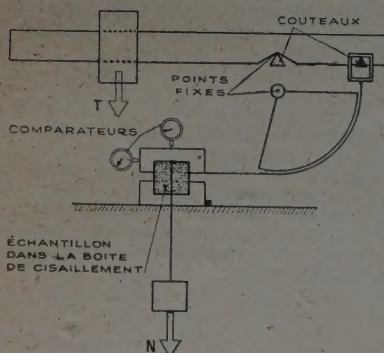


FIG. 1. — Principe de l'appareil de Casagrande.

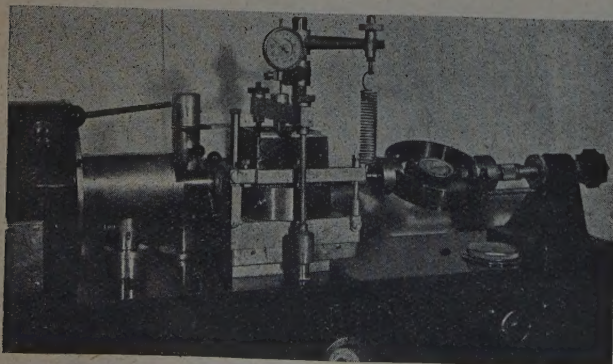


FIG. 2. — Appareil de cisaillement à vitesse constante.

$t$  : composante de cisaillement;  
 $n$  : composante normale, toujours positive;  
 $\varphi$  : angle de frottement interne du milieu.

On vérifie cette hypothèse par des essais directs de cisaillement, soit rectiligne (appareil de Casagrande) (fig. 1, 2, 3), soit circulaire en utilisant une couronne cylindrique (appareil de Hvorslev; appareil de Caquot et Kerisel) (fig. 4), ou en utilisant un cylindre plein (appareil de Langer) (fig. 5). Dans tous ces types d'appareils, l'échantillon est placé entre deux parties mobiles l'une par rapport à l'autre et la rupture a lieu suivant un plan imposé sur lequel on exerce une pression normale; ceci justifie le nom de frottement interne donné à la caractéristique  $\varphi$ .

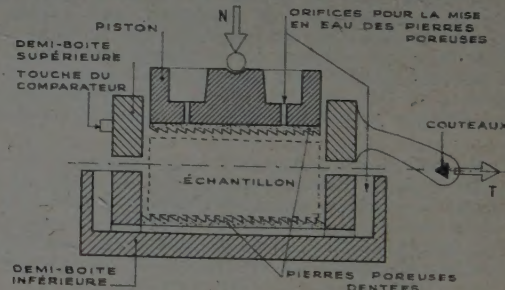


FIG. 3. — Boîte de cisaillement. Schéma.

On peut utiliser aussi des vérifications indirectes basées soit sur la détermination des conditions de stabilité des ouvrages, soit sur des essais triaxiaux dont nous aurons l'occasion de reparler longuement.

D'une façon générale ces essais mettent en évidence la variation de la résistance au cisaillement, c'est-à-dire de la caractéristique  $\varphi$  en fonction de la compacité du sable ainsi que la variation de la compacité en cours de cisaillement. La variation de  $\varphi$  en fonction de la compacité est un phénomène connu depuis longtemps puisque

BOUSSINESQ en 1884 admettait que le rapport  $\frac{\sin \varphi}{d_s}$  était constant,  $d_s$  étant la densité sèche du sable. Cette relation semble d'ailleurs inexacte. Si nous appelons  $\varepsilon$  l'indice des vides ou rapport du volume des vides au volume des matières solides, l'équation  $\operatorname{tg} \varphi = \frac{K}{\varepsilon}$  donne une relation satisfaisante entre l'angle de

frottement interne et la compacité. Cette variation peut être extrêmement importante, de 20 à 45° dans le cas du sable de Fontainebleau. Cette relation a été vérifiée par de nombreux auteurs [8] et par nous-mêmes aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics et s'accorde bien avec l'expérience. La valeur du coefficient K peut d'ailleurs s'expliquer en fonction du coefficient de Hazen, du coefficient de rugosité et d'un coefficient de forme des grains [8].



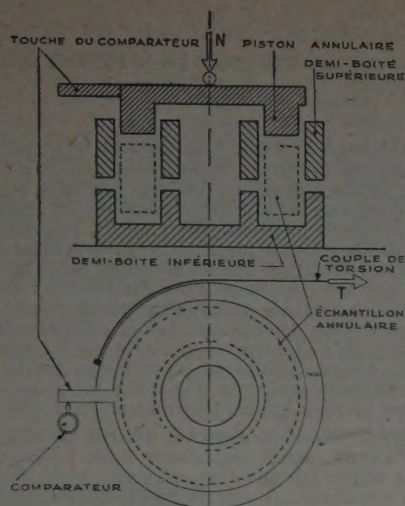
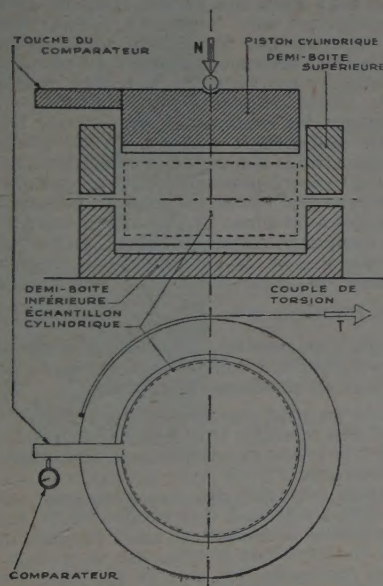
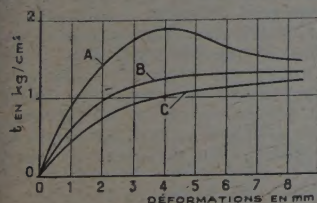


FIG. 4. — L'appareil de Hvorslev. Schéma.

FIG. 5. — Appareil de Langer. Schéma  
(Cisaillement sur éprouvette cylindrique).

L'augmentation du volume en cours du cisaillement peut être positive si la structure de mise en place est compacte : dans ce cas la résistance au cisaillement augmente, passe par un maximum, puis diminue au cours de la déformation. L'augmentation de volume peut être négative si la structure du sable est lâche :



- A. Densité initiale supérieure à la densité critique.  
B. Densité initiale 1,52 (voisine de la densité critique).  
C. Densité initiale inférieure à la densité critique.

FIG. 6. — Diagramme effort-déformation dans le cisaillement d'un sable. Sable de Fontainebleau. Cisaillement rectiligne. Pression normale  $n = 2 \text{ kg/cm}^2$ .

dans ce cas la résistance au cisaillement augmente en cours du déplacement. Ces phénomènes mettent en évidence une densité dite critique, telle que le volume de la masse de sable reste constant au cours du cisaillement. La résistance que l'on obtient alors correspond à la valeur limite commune obtenue après un déplacement important avec les compacités fortes ou faibles que nous venons de signaler [8] [55] (fig. 6). La densité critique n'est d'ailleurs pas une caractéristique absolue d'un sable donné : elle dépend du type d'essai. Ainsi certains auteurs, comme TAYLOR [55], ont défini différentes densités critiques, en particulier, pour les essais à volume constant. On n'observe pratiquement pas de différence entre un sable mouillé et un sable sec à compacité égale [8] [55]. Lorsque l'on cherche à mesurer l'angle de frottement interne d'un sable mouillé il est nécessaire de faire l'essai immergé pour éviter que l'étreinte capillaire due aux ménisques de la surface extérieure ne crée une cohésion apparente qui augmente la résistance.

Dans le cas des sables, il est pratiquement impossible de définir un domaine élastique au sens de l'hypothèse élastique. Au cours d'un cycle chargement-déchargement, dans un essai de type quelconque, on constate qu'il existe toujours une déformation résiduelle ; ce phénomène se produit même lorsque la charge maximum est faible. Ainsi, par exemple, dans le cas des essais triaxiaux sur éprouvette de sable, nous avons montré [21] que le rapport :

$$\frac{\text{déformation résiduelle}}{\text{charge maximum atteinte au cours d'un cycle}}$$

était une fonction linéaire des charges maxima atteintes lorsque celles-ci étaient en progression arithmétique. Par contre les déformations sous charge ainsi obtenues, bien qu'en partie réversibles et en partie irréversibles, sont des positions d'équilibre, en ce sens que l'on n'observe pas d'écoulement du type fluage. Ceci permet d'utiliser les équations générales de l'équilibre ainsi que la représentation de Mohr. On pourra de même définir une courbe intrinsèque, enveloppe des cercles de Mohr correspondant à l'ultime état d'équilibre, à l'équilibre limite.

## II. — CRITÈRES DE RUPTURE

Ceci nous conduit à préciser le mode opératoire de l'essai ainsi que les points caractéristiques de la rupture. L'essai de cisaillement le plus simple comporte deux variantes : soit à gradient d'effort de cisaillement constant, soit à vitesse de cisaillement constante. Le premier mode opératoire est moins complet puisqu'il donne simplement la valeur maximum de la résistance alors que le second permet de déterminer une valeur maximum correspondant au travail de désenchevêtrement des grains dans le plan de glissement imposé, puis une valeur minimum correspondant au cisaillement du sol à volume constant, la densité dans le plan de rupture étant égale à la densité critique. Il est bien évident qu'il faut, dans chaque cas, distinguer ce qui est dû au frottement grain/grain ; on y arrive au moyen de l'énergie de déformation, en écrivant :

$$T = \int t(x) dx = \int N dz + \int N \tan \varphi_c dx$$

- $T$  : travail total ;  
 $t(x)$  : effort de cisaillement après le déplacement  $x$  ;  
 $N$  : pression normale sur le plan de cisaillement ;  
 $dz$  : variation de la hauteur de l'échantillon ;  
 $\varphi_c$  : angle de frottement à la densité critique.

cette relation se vérifie très bien lorsqu'on y introduit les valeurs expérimentales [55].

Ceci indique que les variations de volume fourniront les critères les plus importants pour l'interprétation des résultats, quel que soit le mode d'essai utilisé.

## III. — ESSAIS TRIAXIAUX

Une mesure indirecte de l'angle de frottement est obtenue par l'essai triaxial (fig. 7). Le sable est enfermé dans une gaine extrêmement souple pour ne pas perturber l'essai ; il est comprimé par un fluide et une surcharge verticale lui est appliquée par l'intermédiaire d'un piston ; la charge verticale est augmentée jusqu'à rupture. Les contraintes appliquées sont alors des contraintes



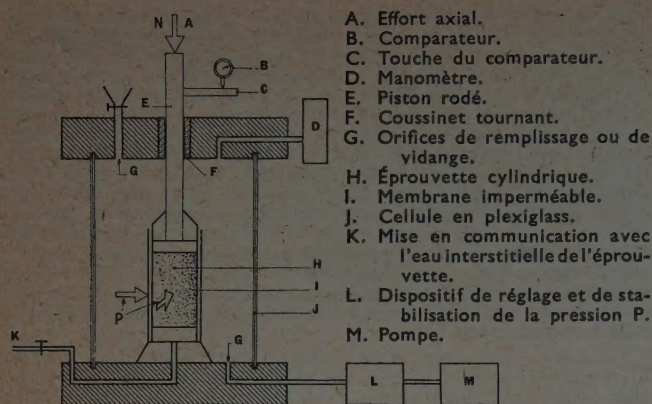


FIG. 7. — Appareil triaxial. Schéma.

principales; on interprète les résultats obtenus au moyen de la théorie de l'ellipsoïde des tensions et du cercle de Mohr. On peut alors refaire l'étude complète du domaine de stabilité du sable et en particulier, on peut distinguer des essais à gradient de chargement constant ou à vitesse de chargement constant. On met de même en évidence la variation de l'angle de frottement interne maximum en fonction de la compacité, dont la mesure est ici extrêmement simple. On peut en particulier suivre avec beaucoup de facilité les variations de volume, dans les étapes précédant la rupture, en mettant en communication le milieu interstitiel avec l'extérieur, par l'intermédiaire de pierres poreuses placées aux extrémités de l'éprouvette. Si le sable est saturé d'eau, la variation de volume de l'éprouvette se traduit par la rentrée ou la sortie d'un volume d'eau qu'on peut aisément mesurer (fig. 8). On peut ainsi utiliser les critères de rupture ou d'état précédant la rupture dans des conditions extrêmement voisines de celles des essais de cisaillement direct.

Dans l'essai de cisaillement rectiligne l'obliquité  $\alpha$  de la contrainte sur le plan de rupture est définie par :

$$\tan \alpha = \frac{t}{n}$$

$t$  : contrainte de cisaillement;  
 $n$  : pression normale au plan de cisaillement.

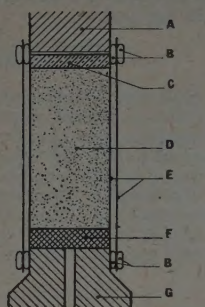
La rupture se produit lorsque la contrainte est inclinée à  $\varphi$  sur le plan de rupture conjugué.

De même dans l'essai triaxial l'obliquité  $\alpha$  de la contrainte sur le plan de cisaillement est donnée à tout instant par la relation :

$$\sin \alpha = \frac{\frac{N_3}{N_1} - 1}{\frac{N_3}{N_1} + 1}$$

où  $N_1 = N_2$  et  $N_3$  sont les contraintes principales appliquées à l'éprouvette; la rupture correspond à  $\sin \alpha = \sin \varphi$ .

Signalons enfin que l'essai triaxial permet de réaliser des ruptures à volume constant, en faisant varier la surcharge verticale et la pression latérale; l'importance de ces essais pour l'étude des phénomènes naturels est sans doute primordiale : lorsqu'une masse de sable fin saturé est sujette à un glissement par exemple, elle le fait vraisemblablement à volume constant [55].



- A. Piston.
- B. Colliers en caoutchouc, épaisseur 0,5 mm.
- C. Plaque de bronze formant le fond.
- D. Échantillon de sable.
- E. Gains en caoutchouc, épaisseur 0,06 mm.
- F. Pierre poreuse.
- G. Support.

FIG. 8. — Montage des échantillons.

#### IV. — COMPARAISON D'ESSAIS DE CISAILLEMENT AVEC DIFFÉRENTS MODES OPÉRATOIRES CLASSIQUES

Nous ne développerons pas beaucoup cette question qui a fait l'objet de nombreuses études; nous avons déjà précisé cette question pour les essais à gradient d'effort constant ou à vitesse de déformation constante. D'une façon générale, les résultats obtenus au moyen d'appareils de cisaillement direct, linéaire ou circulaire et au moyen de l'appareil triaxial sont extrêmement comparables. Il est même assez étonnant que les résultats obtenus soient voisins étant donné que les conditions sont différentes : l'essai triaxial impose les trois contraintes principales, tandis que l'essai de cisaillement impose le plan de rupture ainsi que les efforts normaux et tangentiels sur ce plan; les contraintes principales s'orientent d'elles-mêmes. En particulier on ne sait rien sur la valeur de la contrainte principale moyenne. De toute façon on constate que les formes des courbes effort-déformation sont très voisines.

Une deuxième différence apparaît avec la densité critique qui, d'après D. TAYLOR, serait supérieure dans l'essai triaxial [55]. La différence entre les densités critiques ainsi obtenues serait sensiblement constante. Il semble que l'explication de ce phénomène résulte du type de rupture. Dans un essai de cisaillement rectiligne la rupture est progressive car les contraintes ne sont pas appliquées d'une façon uniforme et les distorsions à l'intérieur de l'échantillon sont assez complexes. Dans un essai triaxial par contre, les contraintes sont beaucoup mieux définies et c'est l'ensemble du système qui réagit aux sollicitations et non les particules situées au voisinage immédiat du plan de cisaillement. Celui-ci n'a d'ailleurs pas toujours de réalité physique; en particulier dans les essais triaxiaux avec rupture « en tonneau ». Signalons enfin que les contraintes dans l'essai triaxial ne sont pas exactement uniformes : cela est dû au frottement des faces d'appui de l'éprouvette. On constate effectivement que les ruptures « en tonneau » correspondant à des sables dont la compacité initiale est faible, se produisent toujours au milieu de l'éprouvette et que les ruptures avec plans de glissement, correspondant à des sables dont la compacité initiale est forte, se produisent toujours de façon à ce que le plan de glissement soit tangent à la circonférence d'une base de l'échantillon. A ce propos, il faut remarquer

que la relation théorique  $\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$  entre l'angle de frottement interne et l'angle  $\rho$  au plan de rupture et de l'axe de l'éprouvette est extrêmement difficile à vérifier à cause de la déformation de l'échantillon dont on provoque la rupture.

En conclusion on peut considérer que les types d'essais classiques donnent des résultats très comparables et que si les essais triaxiaux sont très précis et conviennent aux essais de recherche, ils ne permettent pas d'avoir avec précision la fin de la courbe effort-déformation correspondant au glissement sable sur sable, à volume désormais constant. Les essais directs, par contre, sont beaucoup plus faciles à réaliser, et assez rapides, mais leur précision n'est pas toujours très bonne, car la mesure de la densité initiale est mal commode. De plus, la précision avec laquelle on mesure les changements de volume pendant l'essai est faible.

#### V. — AUTRES MÉTHODES DE MESURES

##### a) Mesures indirectes.

D'une façon générale les mesures indirectes de la résistance au cisaillement des sables sont extrêmement difficiles à interpréter et les résultats obtenus sont toujours sujets à caution puisque l'on connaît mal la compacité du milieu et que l'homogénéité d'un matériau pulvérulent en grande masse est toujours douteuse. Sans parler de la difficulté d'interprétation des angles de talus naturels, méthode généralement employée autrefois, les mesures de poussée et butée comme celles de G. H. DARWIN, les mesures de poinçonnement (essais dits de table), les mesures de force portante de pieux en modèle réduit, donnent des résultats dispersés et obligent parfois à recourir à des angles de frottement différents au cours du même essai, que l'on attribue alors à des variations de la compacité provoquées localement par l'essai [8] [17]. Elles sont donc difficilement utilisables, si ce n'est à titre de vérification.



## b) Essais triaxiaux : rupture en striction.

Il y a donc intérêt à se placer dans des conditions telles que les contraintes et la compacité soient connues à tout instant et en tout point de l'échantillon utilisé. Ceci souligne donc un des avantages des essais du type triaxial et met l'accent sur l'importance d'un champ de contraintes uniformes. En particulier, si au cours d'un essai triaxial nous provoquons la rupture de l'éprouvette par allongement de celle-ci, nous respectons toujours les conditions d'uniformité et l'essai est parfaitement défini. Nous constatons alors que la résistance au cisaillement obtenue à partir de la représentation de Mohr est plus faible que celle qui est obtenue dans les ruptures par compression triaxiale en utilisant la même représentation.

Nos essais ont été effectués avec des éprouvettes de sable déversé d'une hauteur constante ou variable, avec du sable malaxé à la main, et enfin avec du sable vibré. Les résultats étaient toujours les mêmes en valeurs relatives. Ceci indique que la mise en place par mouvement des grains, forme un ensemble isotrope en moyenne. Nous avons constaté d'ailleurs que des mesures de perméabilité ou de conductivité électrique effectuées

dans des directions orthogonales donnent des résultats pratiquement identiques, ce qui confirme que le milieu est géométriquement et statistiquement isotrope. Nous avons trouvé, par exemple, pour le sable de Leucate qui est un sable à grains ronds tamisé, donc bien calibré :  $\varphi_1 = 38^\circ$ ,  $\varphi_2 = 30^\circ$ ; pour un sable de rivière à granulométrie continue et à grains ronds :  $\varphi_1 = 39^\circ$ ,  $\varphi_2 = 30^\circ$ ; pour le sable de Fontainebleau, sable très calibré à grains anguleux, lorsque la densité sèche initiale est voisine de la densité critique  $\varphi_1 = 31^\circ$ ,  $\varphi_2 = 24,5^\circ$ ; l'indice 1 correspond aux essais du type compression, l'indice 2 aux essais du type traction (fig. 9, 10, 11, 12).

Les figures 13 et 14 indiquent les variations de hauteur et de volume correspondant aux différents essais effectués sur la même éprouvette. Les résultats sont identiques si nous commençons par une striction et non par une compression. Ils sont indépendants de la compressibilité du fluide qui exerce la pression latérale sur l'échantillon. Ils sont de même indépendants du mode d'application des charges, que ce soit augmentation ou diminution des contraintes principales latérales  $N_1 = N_2$ , ou axiale  $N_3$ . D'une façon générale, nous avons constaté que le volume de l'éprouvette commence par diminuer, puis augmente à la fin de l'essai lorsqu'on approche de la rupture.



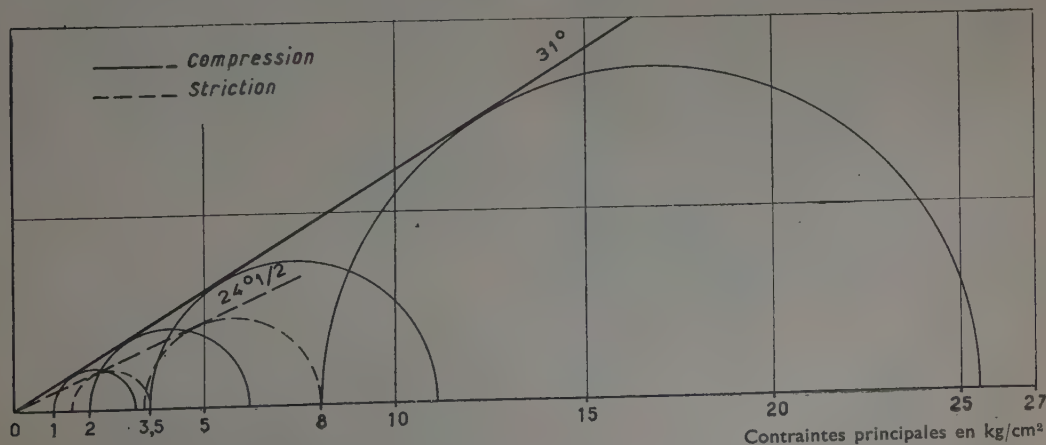
FIG. 9. — Rupture en tonneau.



FIG. 10. — Rupture avec plan de glissement (Traction).



FIG. 11. — Rupture en tonneau puis en striction sur la même éprouvette (Déformations poussées à l'extrême pour les rendre plus visibles).

FIG. 12. — Cisaillement triaxial à étreinte latérale constante. Sable de Fontainebleau :  $ds = 1,54$ .



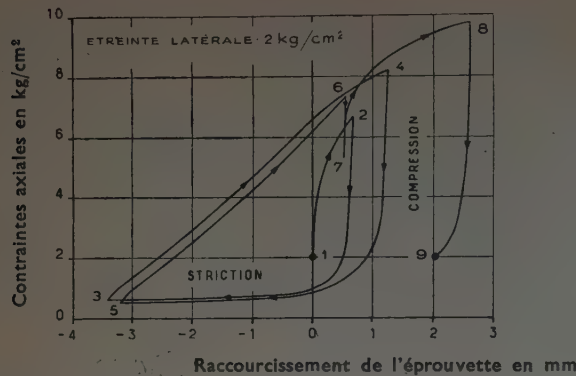


FIG. 13. — Relation : effort axial, déformation d'un échantillon de sable de rivière. Hauteur de l'éprouvette : 87 mm.

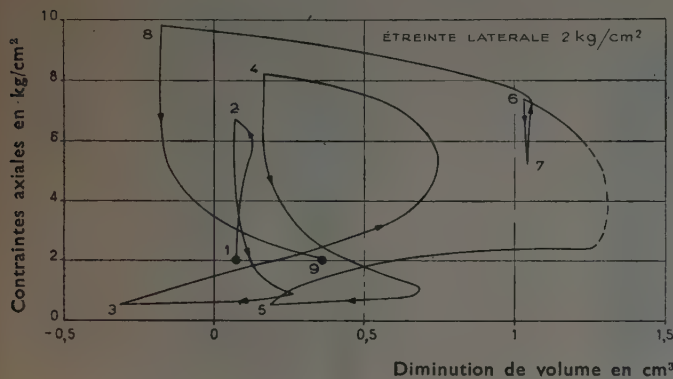


FIG. 14. — Relation : effort axial, variation de volume. Volume de l'éprouvette : 83 cm³.

Ces résultats sont indépendants des dimensions des éprouvettes, en supposant qu'elles soient suffisamment élancées pour que le freinage entre faces ne fausse pas les résultats dans les essais du type compression. De même, la dimension des grains et leur répartition granulométrique est sans influence.

En définitive, il semble que la propriété signalée soit bien une caractéristique des milieux pulvérulents.

### c) Essais de torsions.

Nous avons vu l'intérêt que pouvait présenter l'application d'un champ de contraintes dont les éléments sont connus parfaitement en tous points. C'est pour cette raison que nous avons cherché à étudier l'influence d'une contrainte principale comprise entre les contraintes principales extrêmes au moyen d'essais de torsion.

Le principe des essais est le suivant. L'éprouvette de sable, de forme cylindrique, est enfermée dans une gaine extrêmement mince formant une membrane étanche. Une pression hydrostatique est exercée sur l'éprouvette et lui donne une cohésion apparente. Un couple peut agir sur une extrémité de l'éprouvette, l'autre extrémité restant fixe, et sa valeur croît jusqu'à la rupture. Nous avons interprété les résultats dans l'hypothèse de la plasticité parfaite en écrivant :

$$C = \int_0^R t 2\pi r^2 dr = \frac{2\pi}{3} R^3 t$$

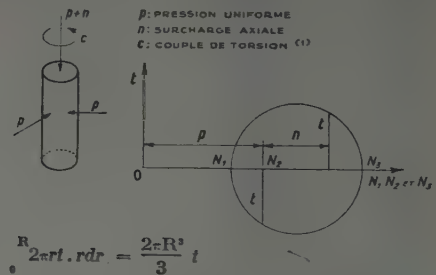
où

C : couple appliqué à l'éprouvette;  
R : rayon de l'éprouvette;  
t : résistance au cisaillement.

En superposant aux deux premiers systèmes de sollicitation une compression simple ou une traction simple nous pouvons aisément faire varier la valeur relative de la contrainte principale moyenne. Les cercles de Mohr correspondant à ces différents essais sont obtenus par une construction classique (fig. 15).

Le principe de ces essais est donc assez simple. La réalisation l'est moins; la figure 16 indique le montage adopté; reprenant un dispositif de Liang Sheng Chen [34] nous avons utilisé la pression atmosphérique pour la mise en place de l'éprouvette ainsi que pour les essais de rupture où la pression extérieure était égale à 1 kg/cm²; un élargissement de l'éprouvette est prévu à chaque extrémité pour éviter le cisaillement au niveau des bases. La hauteur de la partie cylindrique est de 9 cm environ et son diamètre est de 3,5 cm.

Il ne faut pas négliger dans cet essai la présence de la gaine qui crée le long du bord extérieur de la surface de rupture une résistance au cisaillement parasite qui s'ajoute à celle de l'éprouvette de sable. Il est difficile de mesurer le terme correctif correspondant directement ou indirectement. Ainsi, par exemple, si nous superposons plusieurs gaines de même épaisseur nous avons constaté qu'elles glissent l'une sur l'autre et que, en conséquence, la perturbation n'est pas doublée. Le moment correspondant au cisaillement du caoutchouc est relativement important puisque la gaine est située à la distance R de l'axe de l'éprouvette. Enfin selon la position relative de la contrainte moyenne, l'aspect de la rupture change et, par suite, la valeur du terme correctif varie.



$$(1) C = \int_0^R 2\pi r t \cdot r dr = \frac{2\pi R^3}{3} t$$

R étant le rayon de l'éprouvette.

FIG. 15. — Construction du cercle de Mohr dans un essai de torsion avec surcharge.

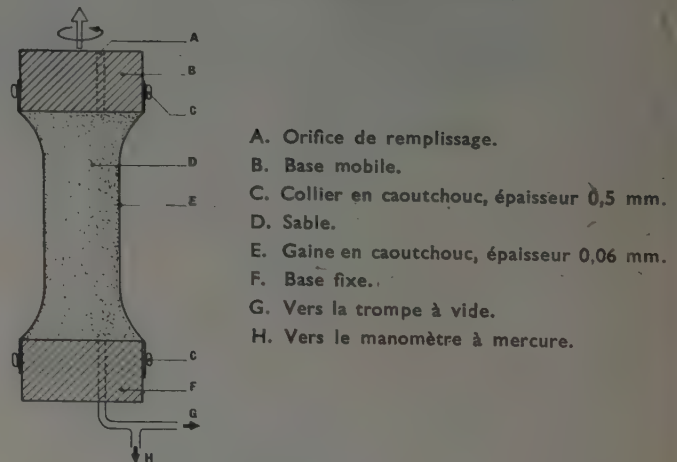


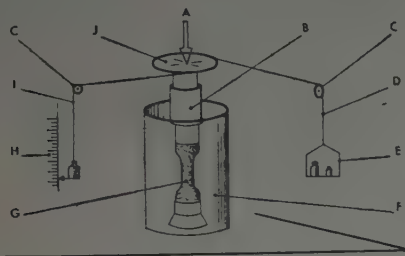
FIG. 16. — Montage de l'essai de torsion.

Ce phénomène peut être cause d'erreur d'interprétation des résultats des essais de torsion [21]. Pour l'éliminer nous avons fait l'hypothèse que la résistance parasite du caoutchouc est indépendante de la pression et nous avons effectué plusieurs séries d'essais en faisant varier la pression extérieure.

Le montage est représenté par la figure 17.



CARACTÉRISTIQUES DES ESSAIS	Pression latérale kg/cm <sup>2</sup> .. Contrainte axiale kg/cm <sup>2</sup> ..	COMPRESSION	TORSION					STRICTION
		5 16	5 13	5 10	5 5	5 4	5 3	5 2
RÉSULTATS DES ESSAIS	Couple total kgcm.....	0	33,9	43,5	32,5	25,5	17,5	0
	Résistance au cisaillement totale kg/cm <sup>2</sup> ..	0	3,09	3,96	2,96	2,32	1,59	0
	Résistance au cisaillement parasite kg/cm <sup>2</sup> ..	0	0,2	0,3	0,4	0,3	0,2	0
INTERPRÉTATION	$\phi$ en degré .....	32	33	36	31	28	27	25
	$\lambda$ .....	0	0,09	0,22	0,50	0,62	0,80	1



A. Charge normale statique ;  
B. Coussinet tournant ;  
C. Roulement à billes soigné ;  
D. Corde à piano  $\varnothing$  2/10 mm ;  
E. Couple de torsion ;  
F. Cellule de l'appareil triaxial ;  
G. Échantillon ;  
H. Mesure des déformations ;  
I. Corde à piano  $\varnothing$  1/10 mm ;  
J. Disque d'entraînement.

FIG. 17. — Montage de l'essai de torsion sous étreinte.

Si nous appelons  $\lambda$  le rapport  $\frac{N_2 - N_1}{N_3 - N_1}$  fixant la position relative de la contrainte intermédiaire, nous pouvons envisager différentes familles de cercle de Mohr de rupture correspondant à un  $\lambda$  constant. L'enveloppe des cercles de chaque famille est à peu près rectiligne (fig. 18); son ordonnée à l'origine correspond à l'effort de cisaillement de la gaine supposé constant dans le mode opératoire correspondant à la valeur de  $\lambda$ . Pour la commodité du langage nous désignerons sa pente par  $\tan \phi$  bien que nous ne puissions plus parler d'angle de frottement interne.

Dans les conditions expérimentales ainsi définies nous avons constaté que  $\phi$  variait avec  $\lambda$ . Le tableau ci-dessous résume une série d'essais effectués avec du sable de Fontainebleau.

La figure 19 indique la variation de  $\phi$  en fonction de  $\lambda$ .

— Dans l'essai de torsion toutes les contraintes sont connues.

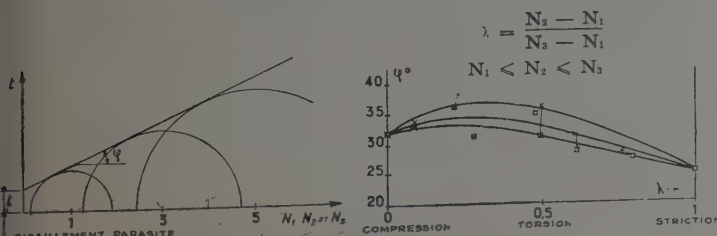
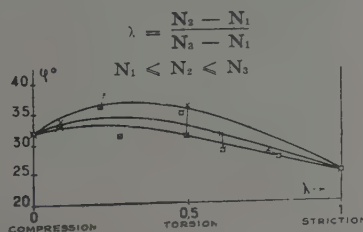
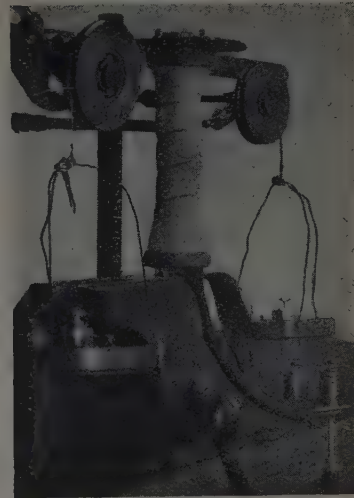
FIG. 18. — Enveloppe d'une famille de cercles de Mohr correspondant à un  $\lambda$  constant.FIG. 19. — Variation de  $\phi$  en fonction de la position relative de la contrainte moyenne.

FIG. 20 et 21. — Essai de torsion sous la pression atmosphérique. Rupture en torsion.

Nous avons cherché à vérifier si une relation de forme  $\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$  pouvait être utilisée,  $\rho$  étant l'orientation du plan de rupture par rapport à la plus grande des contraintes principales. Le « plan de rupture » prend ici la forme d'un hélicoïde à plan directeur horizontal (fig. 20, 21). Cette vérification ne peut être que qualitative, à cause de l'influence du rayon qui ne permet pas de donner une valeur moyenne à  $\rho$ . L'enroulement de la spirale varie avec l'inclinaison des contraintes, mais il est pratiquement impossible d'établir une relation du type précédent, l'incertitude des mesures étant trop grande.

Enfin nous avons cherché à mesurer la variation de volume d'une éprouvette de sable dans un essai de torsion, le principe de l'essai et la variation de volume sont indiqués sur la figure 22; nous remarquons sur cette figure une diminution de volume au début de l'essai. Sa valeur relative  $\frac{\Delta V}{V}$  est voisine de 1/1 000, c'est-à-dire du même ordre que ce que l'on obtient dans un essai triaxial ordinaire sur une éprouvette de même volume (branche 1.2 de la figure 14). Vers la fin de l'essai, le volume augmente fortement; là encore on retrouve un résultat analogue à celui de l'essai triaxial ordinaire.

— Les résultats ainsi obtenus sont difficiles à expliquer d'une façon satisfaisante, ils sont peut-être dus à des variations de compacité du sable au voisinage des plans de glissement, l'angle de frottement interne étant toujours assujéti à la relation déjà énoncée :  $\tan \phi = \frac{K}{\varepsilon}$ . Cette variation pouvant être localisée en certains points de l'éprouvette, il est très difficile de la mettre en évidence expérimentalement. Toutefois dans les essais triaxiaux



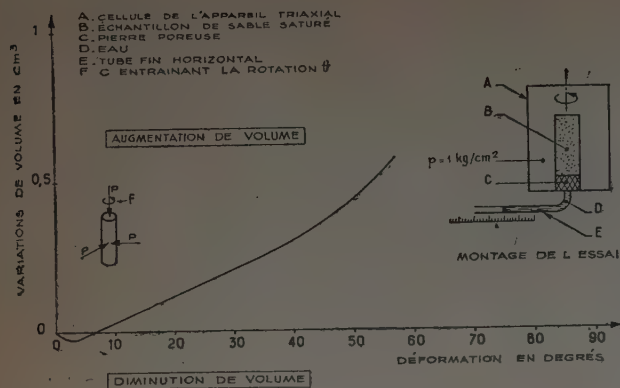


FIG. 22. — Variation de volume en fonction de la déformation dans un essai de cisaillement par torsion. Sable de Leucate. Volume total de l'éprouvette : 90 cm³ environ.

avec raccourcissement ou allongement de l'éprouvette, si nous partons d'un état de pression uniforme et si nous augmentons ou diminuons la contrainte principale axiale, par exemple, on peut admettre que les variations de volume qui peuvent se produire localement soient de sens contraire, et expliquer ainsi l'ordre de grandeur des valeurs trouvées.

#### d) Autres critères de rupture.

Nous avons cherché à déterminer l'énergie de déformation du système pendant une série de cycles effort-déformation, dans les essais triaxiaux du type compression ou du type striction. Cette énergie est déterminée à partir des résultats expérimentaux, puisque les tensions et les déformations ne sont pas proportionnelles. Nous avons fait le calcul approché de :

$$T = \int S_1 p dr + \int S_2 N dh$$

où

$S_1$  : surface latérale de l'éprouvette;  
 $p$  : pression latérale;  
 $r$  : rayon de l'éprouvette;  
 $S_2$  : section droite de l'éprouvette;  
 $N$  : contrainte axiale;  
 $h$  : hauteur de l'éprouvette.

La variation de  $r$  est obtenue à partir de :

$$\frac{dV}{V} = \frac{dh}{h} + \frac{2dr}{r}$$

qui suppose que l'éprouvette se déforme en conservant une forme cylindrique. Ceci paraît assez vraisemblable dans un domaine assez large précédant la rupture franche. La figure 23 correspond au cycle de la figure 13. La forme des courbes est assez voisine dans les deux types d'essai. On repère aisément sur ces courbes un point de concavité maximum assez bien défini, au moins sur les premiers cycles : on peut le considérer comme un point caractéristique précédant la rupture franche.

Nous pouvons alors rassembler les différents critères de rupture dans le cas des essais triaxiaux :

État de rupture de l'échantillon	{	Augmentation très rapide des déformations;
		Point de courbure maximum de la courbe effort-déformation;
		Dans l'essai à vitesse constante : maximum et minimum de l'effort exercé sur l'échantillon.

État précédent la rupture { Changement de sens de la variation de volume;  
 Point de courbure maximum de la courbe  
 énergie de déformation en fonction de la  
 contrainte active.

Nous pouvons envisager, pour chaque point caractéristique ainsi défini, le cercle de Mohr correspondant à chaque état d'équilibre. Nous constatons alors que les enveloppes de ces cercles sont sensiblement des droites passant par l'origine que l'on peut caractériser par des angles  $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3, \varphi_4; \varphi_1', \varphi_2', \dots$ . Les indices 1 étant relatifs aux essais du type compression, les indices 2 étant relatifs aux essais du type striction. On constate alors, d'une façon systématique, que les angles affectés de l'indice 1 sont supérieurs aux angles affectés de l'indice 2.

Ceci semble indiquer que les deux phénomènes sont différents, puisque les éléments dont nous disposons pour caractériser la rupture, ou un état précédant la rupture, correspondent à des états de tension qui ne se déduisent pas les uns des autres par une homothétie dont l'origine serait le pôle.

Enfin, signalons que les rares essais que nous avons trouvés dans la bibliographie, effectués sur d'autres matériaux donnent des résultats qui ne sont pas en opposition avec ceux que nous venons de rapporter.

— MM. ROS et EICHINGER [48] ont effectué des essais sur des éprouvettes cylindriques de différents matériaux soumis à des étirements latéraux et à des contraintes axiales. Les résultats dépendent des matériaux. Pour le ciment pur, lorsque la pression latérale est relativement faible, ainsi que pour les mortiers de ciment, lorsque la pression latérale est quelconque, le domaine de stabilité est supérieur dans les essais du type compression de 5 à 10 % à ceux du type striction. Le résultat est ainsi qualitativement le même que celui que nous avons obtenu pour le sable, avec des corps dont les discontinuités macroscopiques sont voisines de celles des corps pulvérulents.

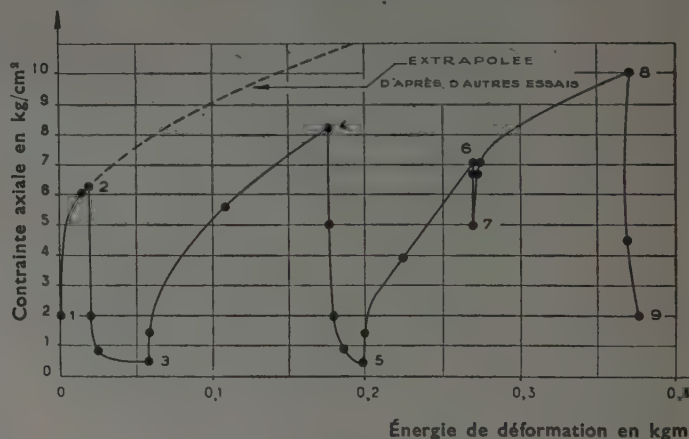


FIG. 23. — Énergie de déformation.

Sur des matériaux plastiques LODE a mis en évidence, par des essais de torsion, l'existence d'un maximum de la résistance au cisaillement. Lorsque la contrainte intermédiaire est moyenne arithmétique des deux autres contraintes principales [38]; l'augmentation de résistance est de l'ordre de 10 %; de même sur la figure 19 la courbe que nous avons obtenue présente une concavité dirigée vers le bas. Enfin, un phénomène analogue a été mis en évidence par M. R. L'HERMITE au moyen d'essais de torsion sur tube de béton, combinés à des compressions ou des tractions axiales [33]. Nous verrons au chapitre suivant que les résultats obtenus avec les argiles sont tout à fait différents.



## CHAPITRE II

## RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES ARGILES

## I. — GÉNÉRALITÉS SUR LES ARGILES

Les argiles constituent la deuxième catégorie de sol que nous avons étudiée.

Elles forment un ensemble dont les propriétés sont tout à fait différentes de celles des sables. On peut cependant transposer les résultats obtenus pour ceux-ci en considérant les efforts qui agissent sur le squelette granulaire de l'argile; il ne faut pas oublier d'ailleurs, que les dimensions des particules d'argile sont environ mille fois plus petites que celles des grains de sable et que l'argile est un milieu à trois phases : solide, liquide, gaz.

On utilise généralement les résultats obtenus avec les sables pour les actions de contact intergranulaire et on ajoute un terme fixe correspondant à la cohésion due aux actions moléculaires. En fait, les notions de frottement et de cohérence, pour des corps dont l'état de division est très poussé, sont extrêmement obscures et il est bon de faire un court rappel des interprétations classiques.

## a) Frottement.

Le coefficient de frottement interne des sables se rattache aisément au coefficient de frottement défini par la Mécanique rationnelle. Par contre, pour les argiles, le problème est plus complexe, à cause de la présence d'un liquide interstitiel. De toute façon, dans les problèmes de frottement, le rapport  $\frac{\text{effort tangentiel}}{\text{effort normal}}$  n'est constant qu'en première approximation.

Des mesures classiques de coefficient de frottement fer-fer, fer-fonte, acier-fonte, ont montré que le rapport  $\frac{f}{N} = \text{tg } \varphi$  variait de 0,1 à 0,4, lorsque la pression normale varie de 10 à 40 kg/cm<sup>2</sup>. Si un lubrifiant est interposé entre les solides, le résultat peut être tout à fait différent, l'angle de frottement étant une fonction décroissante de la charge verticale. En présence d'un lubrifiant le coefficient de frottement est influencé par la température. Enfin, le coefficient de frottement dynamique est plus faible que le coefficient statique; il diminue avec la vitesse de glissement.

Il est important de remarquer que ces différents phénomènes peuvent se produire dans les actions de contacts des particules d'argile. En particulier, lorsqu'un ensemble granulaire est soumis à un système de contraintes, il est certain que les pressions normales aux différents points de contact doivent être certainement très différentes en intensité; il en est sûrement de même des vitesses de glissement lorsqu'on approche de la rupture. De plus, les propriétés lubrifiantes de l'eau interstitielle sont très mal connues, bien que, certainement, très importantes : remarquons par exemple que l'eau est un excellent lubrifiant pour le contact acier-verre. D'une façon générale d'ailleurs, l'eau diminue l'angle de frottement; dans le cas de la silice, qui constitue la plus grande partie du sable, on constate que le coefficient de frottement des surfaces mouillées est presque le même, bien qu'un peu plus faible, que s'il y a des traces d'eau. Par contre, l'angle de frottement augmente considérablement lorsqu'on a affaire à des surfaces chimiquement sèches. Ceci explique pourquoi on n'observe pratiquement pas de différence dans la mesure de la résistance au cisaillement des sables secs, humides ou saturés, dans les essais de laboratoire, puisqu'un sable sec ne l'est pas chimiquement. Enfin, l'état de surface des particules en contact a une importance qui n'est peut-être pas à négliger; dans des problèmes de stockage de graines alimentaires par exemple, lorsque les charges dépassent une valeur critique, on peut obtenir un écrasement des graines, on ne peut plus compter

sur les frottements de surface. Il est possible qu'un phénomène analogue puisse se produire dans des sols contenant de très fines lamelles de mica.

## b) Cohérence.

La notion de cohérence est peut-être plus obscure encore.

Parmi les quatre types classiques de liaisons entre atomes :

Liaison hétéropolaire ou d'électrovalence,  
Liaison homopolaire ou de covalence,  
Liaison métallique;  
Liaison résiduelle de Van der Waals.

c'est la première qui semble être à l'origine de la cohérence de l'argile, à cause de la présence de liaison cristalline entre les particules. Il est malheureusement difficile de les définir avec précision. On peut se représenter l'argile comme des amas de micelles, liés par des attractions électrostatiques. Autour de ces amas, des couches monomoléculaires d'eau viennent se fixer. La structure réticulée de cette eau lui confère des propriétés minérales et une liberté de plus en plus faible au fur et à mesure qu'on approche de la particule. Cette structure cristalline se détermine par les rayons X; on a pu repérer, pour la montmorillonite, quatre ou cinq couches superposées et cristallisées dans le système cubique. La maille serait de 2,8 Å pour la première couche et de 3 Å pour les suivantes. Si deux réseaux réticulaires d'eau liée viennent en contact sous l'effet de fortes pressions, ces réseaux peuvent se compléter et, de cette imbrication peut naître la cohérence de l'argile. Il est possible aussi que les particules de silicates complexes d'argile aient entre elles des liaisons de même type. De toutes façons, dans l'état actuel de la science, il est impossible de prévoir l'ordre de grandeur des attractions moléculaires pour une particule d'argile de composition donnée. Enfin, Joffé a démontré que la valeur de la cohérence des corps solides mesurée par la résistance en traction dépend de l'état de surface de l'éprouvette; ce phénomène est moins important pour les matériaux plastiques, mais ne doit pas être négligé.

## c) Structure.

Indépendamment des phénomènes de frottement et de cohérence dus à la réunion d'un ensemble de particules, les argiles naturelles présentent souvent une structure qui peut être détruite par remaniement. Ce fait est particulièrement net pour les vases et certains auteurs ont imaginé des alvéoles réalisées par une architecture ordonnée des grains, ceci étant provoqué par les conditions de dépôt. De toutes façons, le phénomène est très net : la résistance au cisaillement de certaines argiles molles naturelles est plus forte que celle de l'argile reconstituée à partir de ses éléments et amenée à la même compacité et à la même teneur en eau par consolidation. Ce phénomène est appelé « sensitivity » par les auteurs anglo-saxons. La résistance ainsi perdue ne semble pas être récupérée en fonction du temps, ainsi qu'on pu le montrer des essais anglais d'une durée de 2 ans. Il n'en est peut-être pas de même aux échelles de temps géologique.

Ce phénomène est extrêmement général et se produit avec d'autres sols que les argiles.

Au cours de ce chapitre nous allons étudier la résistance au cisaillement des argiles. Nous groupons sous ce terme les sols argileux dont l'analyse granulométrique (voir annexe I) indique au moins 50 % d'éléments de dimensions inférieures à 5  $\mu$ . En général, le coefficient de perméabilité (voir annexe IV) de ces sols est très faible, de l'ordre de 10<sup>-9</sup> cm/s.



## II. — LA LOI DE COULOMB

Par analogie avec les résultats obtenus pour les milieux pulvérulents, la condition d'équilibre des massifs cohérents est donnée par l'équation de Coulomb :

$$t \leq c + n \operatorname{tg} \varphi$$

où :

- $t$  : résistance au cisaillement;
- $c$  : cohésion;
- $n$  : charge normale au plan de cisaillement;
- $\varphi$  : angle de frottement interne,

cette relation doit être vérifiée en tous points.

$\varphi$  et  $c$  sont considérés comme des caractéristiques de la matière;  $n$  représente une contrainte qui s'exerce sur le massif en équilibre, c'est-à-dire une contrainte intergranulaire, l'eau interstitielle étant à une compression nulle.

Les calculs de stabilité des massifs cohérents sont simplifiés par le théorème des états correspondants de M. CAQUOT qui permet d'utiliser tous les résultats acquis pour les massifs pulvérulents de même angle de frottement interne et soumis à une contrainte hydrostatique  $H = c \operatorname{ctg} \varphi$ . La courbe intrinsèque de ce matériau fictif sera confondue avec celle du matériau cohérent étudié. Ce procédé de calcul est extrêmement commode.

Les caractéristiques  $c$  et  $\varphi$  de la courbe intrinsèque d'un sol sont mesurées par des essais directs ou par des essais indirects. Dans tous les cas, la préparation de l'essai consiste à mettre l'échantillon dans un état d'équilibre sous la contrainte normale; cette opération, appelée consolidation, consiste à attendre un temps suffisamment long pour que les mouvements de tassement ou de gonflement de l'échantillon sous charge, correspondant à la sortie ou à la rentrée de l'eau dans l'échantillon, soient pratiquement terminés. La rapidité de cette mise en équilibre dépend du coefficient de perméabilité. Ainsi, dans le cas de l'appareil de Casagrande, où l'échantillon mesure 3 à 4 cm d'épaisseur, le phénomène est pratiquement instantané pour un sable. Pour une argile ordinaire, on peut considérer que le matériau est consolidé en une dizaine de jours. La consolidation n'est d'ailleurs pas complète au bout de ce temps, mais l'expérience nous a montré que la variation de la résistance au cisaillement est très faible, environ 2 à 3 %, lorsqu'on attend des délais beaucoup plus longs, de l'ordre de plusieurs mois. On peut donc considérer l'essai comme étant assez satisfaisant. L'essai de rupture proprement dit dure au maximum quelques heures; au delà de ce délai, interviennent d'une façon sensible, des phénomènes de fluage, de relaxation, de réactivité, dont l'étude, assez délicate, n'a fait l'objet que de très peu de travaux.

Il faut remarquer que la courbe intrinsèque ainsi déterminée est différente, dans son principe, de celle qui est définie en résistance des matériaux. En effet, la consolidation change la distance des particules entre elles et, par conséquent, *ce n'est pas le même matériau qui est utilisé dans chaque essai* : ceci provient directement de l'équation de Coulomb. La courbe intrinsèque de l'argile dépendra donc des états de contraintes antérieures auxquelles le massif aura été soumis.

L'expérience montre que la courbe intrinsèque des sols n'est pas rectiligne comme nous le verrons au paragraphe VI. Ceci n'a rien de singulier; pour le béton, par exemple, on admet que

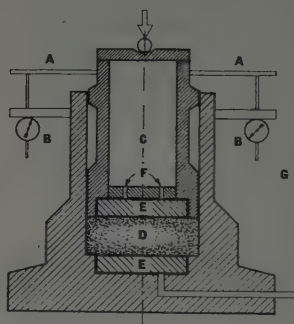
l'enveloppe des cercles de Mohr de rupture est une parabole semi-cubique; il en est de même pour de nombreux corps. Dans le cas des sols naturels, la dispersion des résultats — phénomène courant en résistance des matériaux — a masqué pendant longtemps l'allure de la courbe intrinsèque.

En fait, il faut considérer la droite de Coulomb comme une courbe moyenne simple permettant une approximation assez voisine de la réalité, et dont le but est de rendre possible la résolution des équations générales de l'équilibre des massifs cohérents.

## III. — PRESSION DE CONSOLIDATION

Avant de préciser les questions relatives au cisaillement, il est nécessaire de faire un bref rappel des propriétés de la consolidation des sols.

Les déformations dues aux tassements sous charges sont mesurées au moyen de l'appareil classique de Terzaghi appelé œdomètre (voir annexe III) (fig. 24) [56].



- A. Touche du comparateur;
- B. Comparateur;
- C. Piston rodé;
- D. Échantillon;
- E. Pierre poreuse;
- F. Orifices pour mettre l'échantillon en présence d'eau;
- G. Dispositif de mesure du coefficient de perméabilité.

FIG. 24. — Principe de l'œdomètre.

Il est classique de transcrire les résultats dans les axes suivants :

En abscisses : pressions de consolidation en échelle logarithmique;

En ordonnée : indice des vides en échelle normale.

On constate alors que, dans ces axes, la variation de l'indice des vides en fonction de la pression est représentée par une droite.

La figure 25 indique les différents cas possibles :

— La courbe I correspond au cas d'une argile ayant une teneur en eau voisine de la limite de liquidité. On peut l'obtenir à partir d'une pâte artificielle extrêmement liquide initialement. C'est ce qu'on obtient généralement avec une vase.

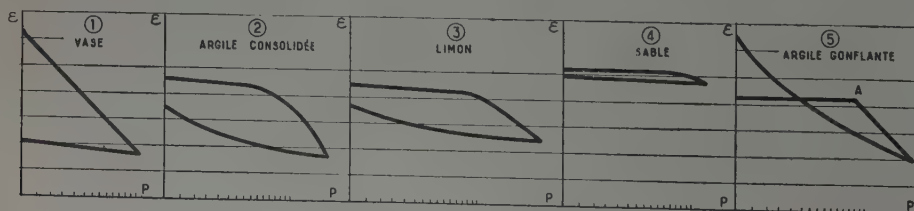


FIG. 25. — Différents types de diagrammes de compressibilité,  $e$  : Indices des vides,  $P$  : Pression de consolidation.



- La courbe 2 correspond à une argile ayant déjà été consolidée naturellement.
- La courbe 3 est caractéristique d'un limon.
- La courbe 4 est caractéristique d'un sable.
- Parfois, la pression de consolidation est extrêmement forte et le matériau a tendance à gonfler au départ. Dans ces conditions, on empêche le déplacement vertical en augmentant la charge jusqu'à un équilibre que l'on repère. L'aspect d'un tel diagramme est indiqué par la courbe 5. Au point A correspond une pression dite pression de gonflement.

Sur un diagramme œdométrique, schématisé par la figure 26, le point B est appelé pression de consolidation. La détermination de cette pression est délicate car le point anguleux B est remplacé en fait par un arc de courbe. L'expérience montre [9] que l'intersection C des parties rectilignes prolongées donne une valeur systématiquement inférieure à la valeur réelle de la pression de consolidation, mesurée par exemple par le poids des terres pour une couche d'argile stabilisée sous son propre poids depuis des temps géologiques.

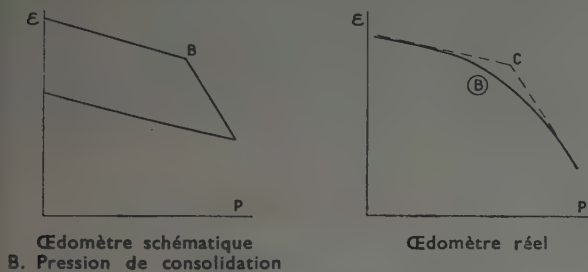


FIG. 26. — Pression de consolidation.

CASAGRANDE a donné une construction graphique empirique permettant d'estimer la valeur de la pression de consolidation [9]. Cette méthode n'a d'ailleurs pas de justification théorique. La figure 27 indique le procédé graphique proposé.

La détermination de la pression de consolidation d'un échantillon est cependant extrêmement importante pour toutes les questions de stabilité des massifs de fondations, de prévisions des tassements, et de détermination des résistances au cisaillement, comme nous le verrons aux paragraphes VI et VII.

Il est nécessaire de remarquer que la méthode de travail qui consiste à prélever un échantillon intact de sol et à l'étudier en laboratoire est sujette à une critique de principe extrêmement importante.

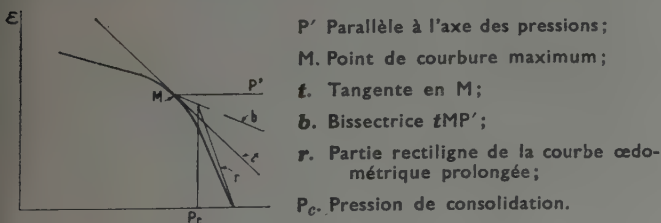


FIG. 27. — Construction de Casagrande.

Lorsque un échantillon est prélevé, il est libéré des contraintes qui l'entourent et, par conséquent, il se détend. Cette détente peut désorganiser la matière et, lors de l'étude ultérieure, donner des caractéristiques mécaniques plus faibles. Ceci est particulièrement net pour le prélèvement des roches aux grandes profondeurs : celles-ci parviennent presque systématiquement fissurées en laboratoire. Pour des roches éruptives, la désorganisation est faible; pour des calcaires tendres, ou des craies, elle peut être très importante. Dans le cas des argiles, elle est rarement gênante, mais la présence de bulles d'air, dont la compressibilité est grande peut permettre parfois une détente importante. De plus, ce phénomène peut être appliqué par le dégazage de l'eau

interstitielle qui, elle aussi, est libérée de la pression en place. Il est pratiquement impossible d'évaluer rationnellement les conséquences de ces faits sans laisser place à un arbitraire dangereux. Les résultats seront évidemment du côté de la sécurité, mais l'étude de laboratoire ne peut donner d'autres résultats que les caractéristiques physiques du matériau tel qu'il est reçu. L'utilisation de ces valeurs sera faite pour les calculs de stabilité en tenant compte de l'expérience du constructeur. Il faut donc considérer les résultats de ces essais comme des données physiques et les utiliser en faisant ultérieurement un certain nombre d'hypothèses.

Dans ces conditions, les recherches de laboratoire peuvent être faites en envisageant des matériaux arbitraires ou en se plaçant dans des cas bien définis, saturation, isotropie, etc., pour pouvoir donner une interprétation des résultats d'essais qui sera une approximation de ce qui se passe pour les matériaux provenant des prélèvements.

#### IV. — SCHÉMA DE L'ARGILE

Dans ce paragraphe nous allons présenter un schéma mécanique de l'argile qui permettra de préciser les contraintes intergranulaires et d'interpréter la résistance au cisaillement au cours des paragraphes suivants. Nous chercherons à lui donner une forme logique en suivant ce qui se produit lors du prélèvement d'un échantillon. Ceci nous montrera qu'un tel échantillon peut être considéré comme intact et être étudié en laboratoire. Nous présentons ce schéma dès maintenant, sans lui attacher la valeur d'une démonstration : nous le considérons comme une hypothèse commode qui sera vérifiée par les résultats d'essais qu'on en aura déduits. Nous montrerons ultérieurement au paragraphe XII les limites de ce schéma.

L'expérience nous montre que lorsqu'une argile est mise en communication avec de l'eau, elle a tendance à gonfler, ce gonflement étant susceptible de développer une force importante. Cette eau n'intervient que par ses qualités mécaniques puisqu'on peut la faire ressortir par compression. Cette force d'expansion indique qu'il existe une force de répulsion entre les particules d'argile, et, puisque l'ensemble reste géométriquement invariable lorsque l'argile est isolée de l'eau extérieure, il existe d'autres forces qui s'opposent aux précédentes.

Dans les hypothèses de l'homogénéité, de l'isotropie et de la saturation, l'argile apparaît comme un système que l'on peut schématiser par un ensemble de ressorts comprimés et enfermés à l'intérieur d'une enveloppe étanche remplie d'eau (fig. 28). Ce schéma est voisin de celui qui a été proposé par TERZAGHI pour la consolidation de l'argile [56].

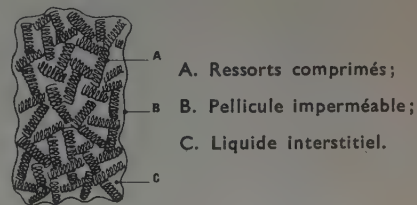


FIG. 28. — Schéma de l'argile.

Les ressorts matérialisent les forces de répulsion. L'eau interstitielle sera déprimée et empêchera l'expansion. Il reste à chercher ce qui joue le rôle de la membrane étanche. Étudions ce qui se produit lorsqu'une éprouvette est prélevée dans un matériau consolidé sous une certaine charge. N'étant plus soumise à une étreinte, elle a tendance à se dilater. Cette augmentation de volume sera obtenue par la pénétration d'air à l'intérieur de l'échantillon; mais au voisinage de la surface, les extrémités libres des canalicules capillaires présentent des ménisques dont le rayon de courbure diminue à mesure que l'eau se retire dans l'échantillon, rétablissant une étreinte autour de l'éprouvette et le phénomène s'arrête lorsque la force d'expansion est égale à l'étreinte capillaire. Cette étreinte est évidemment très voisine de l'étreinte de consolidation, puisqu'il suffit d'une variation de volume infinitésimale pour faire apparaître les forces capillaires.



Si l'on fait varier la tension superficielle du liquide par l'introduction de mouillants, ce qui est facile à réaliser, le rayon de courbure moyen du ménisque diminuera et l'équilibre s'établira à une position très voisine (fig. 29). Le rôle du mouillant n'est pas ici de modifier l'angle de contact eau-argile, qui est pratiquement nul avec ou sans mouillant, mais simplement de diminuer la tension superficielle; la force capillaire se rapproche de la normale à la surface, en fonction de la diminution du rayon de courbure du ménisque comme on le voit sur la figure 29 et la tension capillaire totale croît jusqu'à l'équilibre.

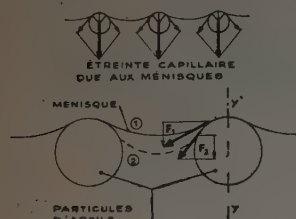


FIG. 29. — Régulation par les ménisques dans le cas d'une variation de la tension superficielle  $F$ . Les projections de  $F_1$  et de  $F_2$  sur  $yy'$  sont égales.

Ainsi, nous avons réussi à faire varier la tension  $F$  de 75 dynes/cm (eau pure) à 28 dynes/cm par introduction de mouillants organiques comme le Tibalène ou le Texaryl, à très faible concentration (1 %). Nous n'avons pas constaté de différence dans les valeurs de la densité ou dans celles de la rupture en compression simple pour une même argile.

Il est assez vraisemblable que les forces capillaires soient effectivement capables de fournir ce régulateur automatique, étant donné la petitesse des dimensions des canalicules. En effet, la grandeur des forces nécessaires pour provoquer le retrait par dessiccation est considérable, nous aurons l'occasion d'en reparler (paragr. IX f). Or, cette étreinte est effectivement due aux contraintes capillaires développées par le passage des ménisques dans le matériau. Mais, d'autres phénomènes peuvent aussi provoquer cette mise en tension de l'eau interne, comme par exemple les pertes de charge considérables de l'eau interstitielle circulant de l'extérieur vers l'intérieur; cette circulation dans l'argile peut être très lente et donner l'apparence d'un état d'équilibre. En outre, la présence de bulles d'air microscopiques à l'intérieur du sol peut boucher presque hermétiquement les canalicules par effet Jamin (fig. 30). Il est d'ailleurs vraisemblable que ces différents effets sont simultanés.



FIG. 30. — Obstruction d'un canalicule capillaire par des petites bulles.

Nous montrerons ultérieurement la justification expérimentale de ces vues. Mais nous voyons dès maintenant que, si les variations de volume sont faibles lors du prélèvement, lorsque le matériau ne se détend pas, en particulier lorsqu'il est saturé, la pression de l'eau interstitielle est égale (ou légèrement supérieure) à l'opposé de la pression de consolidation, et que les contraintes intergranulaires sont figées au moment du prélèvement. Il en sera de même lorsque l'on exercera une pression hydrostatique sur l'échantillon, le complément de l'effort étant supporté par le liquide interstitiel. Le tableau suivant résume les différents cas possibles.

PRESSON extérieure	PRESSON intergranulaire	PRESSON de l'eau interstitielle
$p = 0$	$P_c$	$-P_c$
$p = P_c - \pi_1$	$P_c$	$-\pi_1$
$p = P_c$	$P_c$	$0$
$p = P_c + \pi_2$	$P_c$	$\pi_2$

$P_c$  : pression de consolidation;  
 $p$  : 0 représente la pression atmosphérique pour la commodité du langage.

## V. — DESCRIPTION DES ESSAIS ET DES MATÉRIAUX UTILISÉS

L'expérience montre que les résultats obtenus avec des appareils différents sont rarement comparables entre eux. Cela tient, le plus souvent, au matériau. Il suffit d'avoir une trace de stratification pour rendre le matériau anisotrope. Si deux essais de rupture différents provoquent l'apparition de plans de glissement tels que le premier soit parallèle à la stratification et le second incliné à  $45^\circ$  sur la stratification, il est bien évident que les résultats ne seront pas directement comparables.

Il est nécessaire de décomposer le problème en utilisant, d'une part, un matériau aussi simplifié que possible, aussi homogène et isotrope que possible, très voisin de la saturation, et d'autre part, un matériel très sensible permettant d'effectuer différents types d'essais, de façon à changer les conditions aux limites des essais.

### a) Étude détaillée des matériaux utilisés.

Nous avons étudié des matériaux naturels et des matériaux artificiels. Les premiers étaient des argiles, des marnes ou des vases, dont la composition granulométrique, ainsi que les limites d'Atterberg (voir annexe II), indiquaient un fort pourcentage d'éléments fins inférieurs à  $5 \mu$ . Malheureusement ces échantillons n'ont pas toujours des propriétés de fidélité telles que l'on puisse obtenir des résultats comparables. En fait, la dispersion des résultats devient importante dès qu'on a affaire à des argiles raides; ceci est sans doute dû à un réseau de fissures qui couvre pratiquement tous les prélèvements. De plus, l'isotropie n'est pas toujours aussi parfaite qu'on peut avoir tendance à le croire. Nous avons observé des échantillons naturels dont la résistance mécanique était de 50 % supérieure dans le sens vertical à celle que l'on mesurait dans le sens horizontal. Enfin, il n'est pas toujours possible d'avoir une alimentation constante de matériaux provenant de la même source.

Pour préparer des échantillons homogènes, nous avons adopté une méthode utilisée par MM. FLORENTIN, L'HÉRITEAU et BRADNA [16] et améliorée d'après les conseils de M. FLORENTIN.

Le principe est le suivant :

L'argile est réduite en poudre et tamisée : les poussières utilisées ont un diamètre inférieur à  $0,1 \text{ mm}$ . Elle est placée entre deux pistons poreux coulissant dans un cylindre perforé. Au moyen d'une presse, on serre les grains de façon à ce que la compacité initiale sèche soit égale à celle que le matériau aura à la fin de la consolidation; il faut tenir compte de ce que l'argile est un corps hygroscopique. La figure 31 indique l'absorption de l'eau atmosphérique par la poudre d'argile en fonction du temps. Il faudra donc connaître la teneur en eau de la poudre lorsqu'on effectue la mise en place et faire attention à ce phénomène qui complique les opérations de pesées. On voit que, par cette méthode, la connaissance de cette compacité est obtenue après une longue série d'approximations successives. On place alors l'ensemble dans un récipient plein d'eau, la poudre d'argile compactée étant soumise à une pression de consolidation.

La figure 32 indique le montage de la préparation et les dimensions de l'éprouvette.

La consolidation se produit lentement et il faut attendre 3 semaines pour ne plus observer de mouvement. En effet, malgré la mise en place à une compacité voisine de la compacité finale, on constate des déformations : un gonflement initial qui atteint environ  $1/500$  de la hauteur totale de l'échantillon, suivi d'un tassement qui ramène le matériau au voisinage du volume primitif (fig. 33). Par mesure de précaution, nous avons toujours attendu entre 1 mois et demi et 2 mois. Le matériau ainsi obtenu est pratiquement homogène au point de vue de la densité et



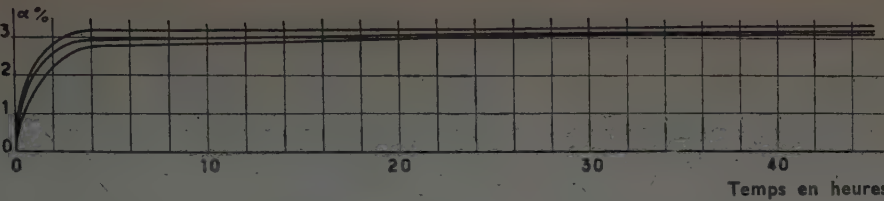


FIG. 31 a. — Argile de Provins en poudre. Hydratation à l'air après séchage à l'étuve de 72 heures.

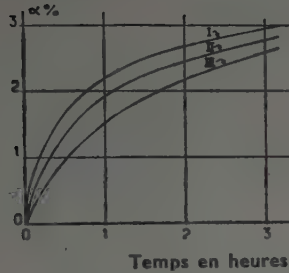
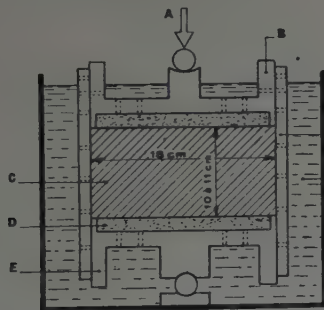


FIG. 31 b. — Argile de Provins en poudre. Détail de l'origine.



- A. Charge de compression ;  
 B. Piston supérieur poreux ;  
 C. Matériau ;  
 D. Pierre poreuse ;  
 E. Piston inférieur poreux ;  
 F. Cylindre poreux ;  
 G. Eau ;  
 H. Récipient étanche.

FIG. 32. — Préparation d'échantillon remanié homogène et cohérent.

de la teneur en eau, et sa teneur en air est voisine de 1 à 2 % ; par contre, l'isotropie n'est pas toujours obtenue et semble dépendre de la durée de consolidation : à partir de 2 mois les échantillons ainsi préparés étaient isotropes à 1 % près ; pour des durées inférieures, il n'en était pas toujours de même, la direction horizontale étant la plus résistante.

Dans cette masse d'argile, nous pouvions prélever dix éprouvettes rigoureusement identiques au point de vue de la résistance mécanique ; la figure 34 montre deux éprouvettes rompues dans des conditions analogues, l'aspect géométrique est identique et les courbes efforts-déformations sont superposables jusques et y compris la rupture. Par contre nous n'avons jamais pu réaliser deux masses d'argile parfaitement identiques par le procédé indiqué, bien que le mode opératoire soit toujours resté rigoureusement semblable. La variation de résistance atteint  $\pm 5$  % pour une même pression de consolidation. Rappelons que la préparation dure plusieurs mois et qu'il est difficile de faire des observations permettant d'expliquer ces différences.

L'argile utilisé fut le plus généralement de l'argile de Provins ou argile plastique de la région parisienne. Elle fait partie du Sparnacien, étage de l'Éocène inférieur. Elle se rapproche minéralogiquement de l'Halloysite. Ses caractéristiques sont les suivantes :

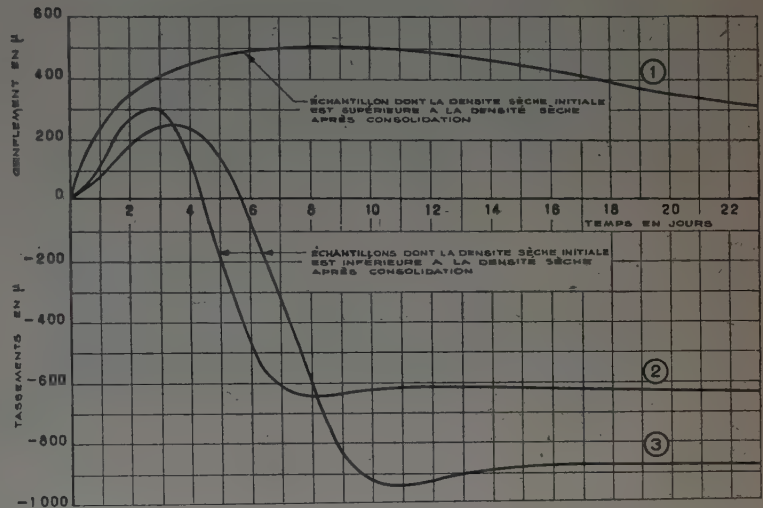
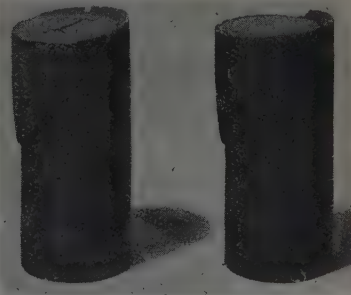
FIG. 33. — Déformation de tassement et de gonflement des échantillons d'argiles pendant la consolidation à partir de poudre sèche. Diamètre des échantillons : 18 cm, hauteur des échantillons : 10 cm. Même pression de consolidation sur des échantillons avec densité initiale différente :  $d_{s.i.1} > d_{s.final} > d_{s.i.2} > d_{s.i.3}$ .

FIG. 34. — Deux éprouvettes identiques.

Teneur en eau naturelle ..	25 à 28 %
Poids spécifique.....	2,69
Limite de liquidité.....	de 105 à 123 %
Limite de plasticité.....	de 26 à 33 %
Indice de plasticité.....	de 75 à 95
Limite de retrait.....	17 à 19 %
(voir annexes I et II).	

Ces résultats montrent que différents prélèvements dans la même couche ne donnent pas des produits rigoureusement constants. Il faut tout de même noter que les caractéristiques mécaniques ne changent que très peu.



La figure 35 donne la répartition granulométrique des particules, déterminée par densimétrie.

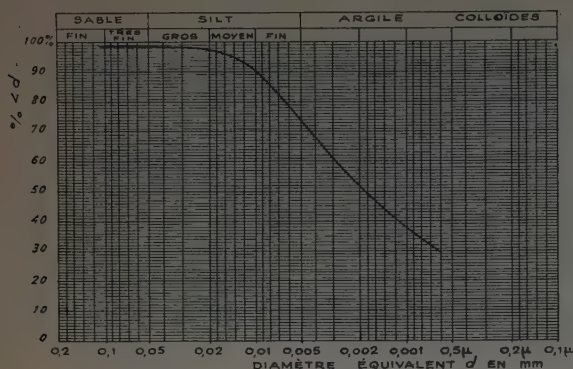


FIG. 35. — Argile de Provins. Analyse granulométrique.

ARGILE DE PROVINS  
REMANIÉE  
(Reconstituée à partir  
de poudre.)

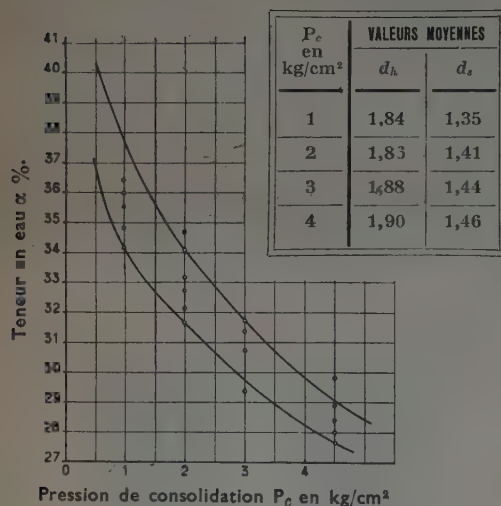


FIG. 36. — Teneur en eau des argiles artificielles en fonction de la pression de consolidation. Densités humide et sèche. Résultats moyens portant sur environ 40 essais.

La figure 36 indique la variation de teneur en eau des échantillons ainsi préparés en fonction de la pression de consolidation. On a indiqué sur cette figure les densités humides et sèches correspondantes.

## b) Étude détaillée des essais effectués.

### A. — Cisaillement rectiligne.

Tout ce qui a été dit à propos du cisaillement des sables peut encore s'appliquer ici : en particulier la notion de rupture progressive. Rappelons que la compacité des argiles est faible par rapport à celle des sables.

La figure 37 indique l'allure des courbes efforts-déformations obtenues avec des argiles.

Les résultats sont analogues avec les différents appareils de cisaillement par torsion.

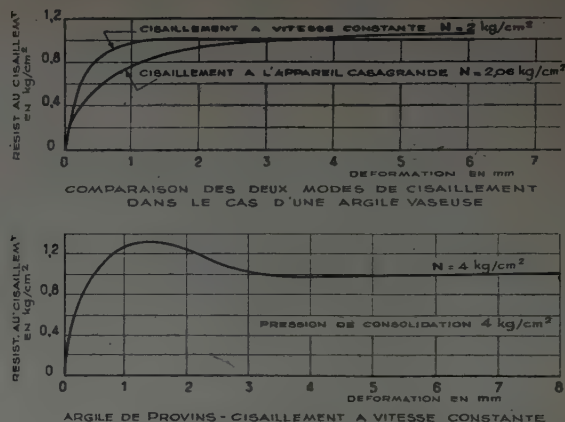


FIG. 37. — Cisaillements rapides sous la charge de consolidation.

### B. — Essai triaxial.

#### Essais avec écrasement du matériau (type compression simple).

Le principe de cet essai a déjà été décrit dans le cas des sables et s'applique aussi dans le cas des argiles; en particulier, la notion de contrainte uniforme.

D'une façon générale, l'essai courant est effectué avec une éprouvette cylindrique de 3,5 cm de diamètre et de 8,7 cm de haut. L'éprouvette est placée entre deux plateaux parallèles et sans articulation; la plasticité de l'argile permet de rendre négligeable l'influence d'un mauvais parallélisme des faces d'appui de l'éprouvette. L'expérience montre d'ailleurs que si l'on met une rotule au plateau supérieur, la dispersion des résultats augmente et des ruptures par flambage apparaissent. Il y a intérêt à prendre des plateaux débordant l'éprouvette pour éviter la formation d'un coin de matériau à chaque extrémité (fig. 38); les ruptures ont lieu alors avec apparition de surfaces de glissement planes. Les ruptures avec apparition de cônes sont exceptionnelles.

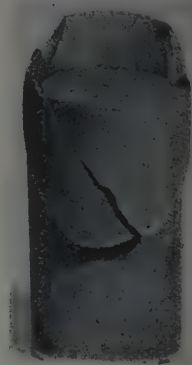


FIG. 38.  
Rupture en coin.

Nous avons cherché l'influence du frettage des faces d'appui en plaçant des colliers aux deux extrémités de l'éprouvette, on constate alors que la résistance à la compression simple augmente



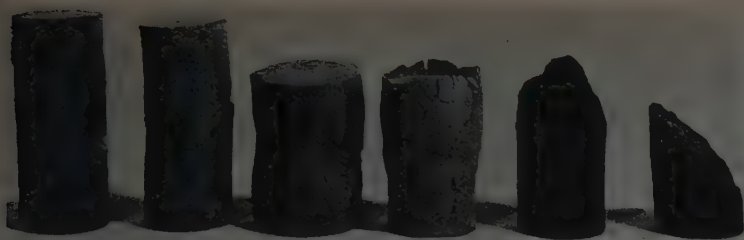


FIG. 39. — Échantillons naturels.

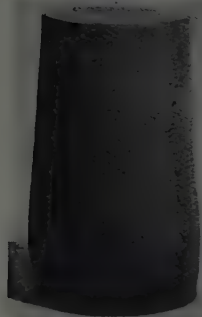
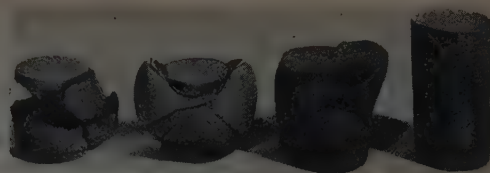
FIG. 41.  
Argile artificielle  
hétérogène.

FIG. 40. — Ruptures en compression.



FIG. 42. — Éprouvettes homothétiques.

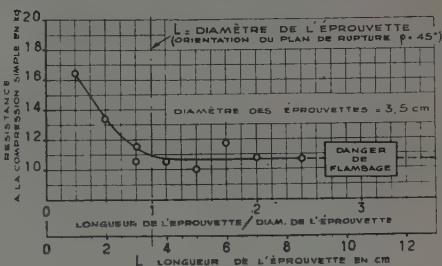


FIG. 43. — Éprouvettes de hauteurs différentes.

légèrement. Avec des argiles homogènes, on peut observer différentes formes de rupture qui sont indiquées sur la figure 40. D'une façon générale, l'éprouvette, avant la rupture, garde une forme à peu près cylindrique : une déformation comme celle de la figure 41 indique un matériau hétérogène.

**Influence des dimensions de l'éprouvette.** — Nous avons étudié, sur des éprouvettes géométriquement semblables, l'influence du rapport d'homothétie sur la résistance à la rupture. Celle-ci est indépendante de la dimension de l'éprouvette (fig. 42).

Nous avons étudié l'influence de la hauteur des éprouvettes. Pratiquement, la résistance à la rupture est indépendante de la hauteur, tant que le plan de glissement de direction  $\rho$  ne rencontre pas les bases de l'éprouvette; la figure 43 montre une série d'éprouvettes de différentes hauteurs après rupture. Il s'agit d'argile de Provins et la valeur de  $\rho$  est de  $45^\circ$ . Donc, dans ce cas, pour des hauteurs telles que  $h < d$  ( $d$  = diamètre), la résistance à la compression doit croître; c'est ce que l'on constate sur la figure 44.

FIG. 44. — Influence de la longueur de l'éprouvette sur la résistance à la compression simple. Argile de Provins remaniée. Pression de consolidation :  $2 \text{ kg/cm}^2$ . Cadence de chargement :  $200 \text{ g/cm}^2/\text{s}$ .FIG. 45.  
Rupture en  
striction.

#### Essais avec allongement de l'éprouvette (type traction).

Le principe de cet essai a déjà été décrit dans le cas des sables : on part d'un état hydrostatique et l'on diminue la contrainte verticale. Il faut prendre des précautions spéciales pour éviter que le piston ne soit pas décollé de l'éprouvette par la pression d'huile. On y arrive facilement. L'essai est effectué avec des éprouvettes de même dimension que pour les essais de compression. La rupture se produit en un point quelconque si le matériau est homogène et non au milieu de l'éprouvette. En effet, ce cas se produit lorsque l'éprouvette est prise entre deux mâchoires soumises à une flexion. Les ruptures, pour être valables doivent aussi ne pas avoir lieu au voisinage des bases. Les figures 45 et 46 indiquent les différentes formes de rupture que l'on peut constater.

Enfin, nous avons essayé d'effectuer sur la même éprouvette des essais de compression ou de striction lorsque les déformations plastiques sont importantes (fig. 47). Comme dans le cas des sables, les deux types de rupture ne se produisent pas aux mêmes points de l'éprouvette. On peut penser qu'un essai perturbe le suivant. Il ne semble pas que cette crainte soit fondée : les résultats obtenus avec ce genre d'essai sont identiques à ceux d'une éprouvette vierge. Nous n'avons utilisé cependant dans nos études



FIG. 46. — Différents modes de rupture avec allongement de l'éprouvette.

FIG. 47. — Compression et striction sur la même éprouvette.



que des éprouvettes qui n'ont été essayées qu'une seule fois par mesure de précaution.

**Influence des dimensions de l'éprouvette.** — Les résultats sont identiques à ceux de l'essai de compression. Remarquons simplement que la hauteur minimum de l'éprouvette en striction peut être inférieure à la hauteur minimum de l'éprouvette en compression, lorsque l'inclinaison  $\rho$  du plan de rupture du matériau avec la plus grande des contraintes principales est différente de  $45^\circ$  puisque la plus grande contrainte a tourné de  $90^\circ$  dans l'espace. Ceci est clairement mis en évidence sur la figure 48. En définitive, les essais avec allongement de l'éprouvette sont un peu plus difficiles à réaliser que les essais du type compression, mais sont mieux définis. Il est bien évident que les pressions de

#### ORIENTATION DES PLANS DE RUPTURE

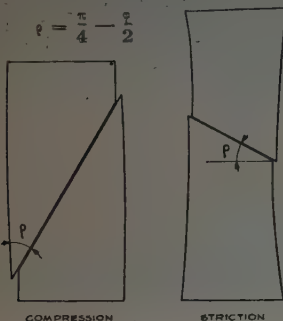


FIG. 48.

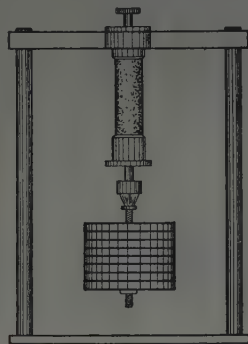


FIG. 49. — Traction simple.

rupture mesurées doivent être calculées en tenant compte d'une correction de la surface de la section droite de l'éprouvette qui varie au cours de l'essai.

#### Précision des mesures à l'appareil triaxial.

Enfin, indiquons que la sensibilité de l'appareil triaxial utilisé était de 50 g pour des charges verticales variant de 0 à 40 kg. Cette charge était exercée par un vérin rodé, sans cuirs. Puisque les échantillons avaient une surface de  $9,6 \text{ cm}^2$ , la pression de rupture était connue à  $\pm 5 \text{ g/cm}^2$ . La pression latérale était mesurée au moyen d'un stabilisateur à poids et sa précision était de l'ordre de  $5 \text{ g/cm}^2$  pour des pressions variant de 0 à  $15 \text{ kg/cm}^2$ . Enfin deux autres vérins permettaient d'utiliser des charges verticales allant jusqu'à 200 kg pour l'un et 1 t pour l'autre. Ces charges étaient exercées à l'intérieur de la cellule par l'intermédiaire de pistons de différents diamètres, le piston de 3,5 cm de diamètre nécessitant l'emploi d'un coussinet tournant pour transformer le frottement statique en frottement dynamique et améliorer la sensibilité.

#### C. — Essai de traction.

Nous appelons, arbitrairement, essai de traction les essais où l'on exerce effectivement une force négative sur l'extrémité de l'éprouvette. Ces essais peuvent être exécutés avec ou sans étreinte latérale. Le dispositif suivant permet de réaliser ces deux cas.

L'éprouvette standard est coiffée par deux calottes cylindriques épousant exactement la forme des extrémités. De la graisse à vide, préalablement placée dans les calottes, assure l'étanchéité. Le surplus de graisse est évacué lorsqu'on ajuste l'échantillon, par un orifice situé sur le fond de la calotte et que l'on peut fermer hermétiquement. L'éprouvette ne possède plus alors qu'un degré de liberté : elle peut tourner autour de son axe de symétrie mais ne peut plus sortir des coquilles puisqu'elle y est maintenue par la pression atmosphérique. On constate d'ailleurs, que l'on peut effectuer, au moyen de cet ancrage, des efforts de l'ordre de  $1,6 \text{ kg/cm}^2$ , c'est-à-dire supérieurs à la pression atmosphérique : le surplus est dû aux forces de viscosité de la graisse comprise entre l'échantillon et la paroi de la coquille. Ce dispositif peut être placé à l'intérieur d'une cellule d'appareil triaxial en prévoyant un moyen d'accrochage, et permet de mesurer la résistance à la traction d'un échantillon sous étreinte.

Les figures 49 et 50 montrent le dispositif expérimental utilisé.

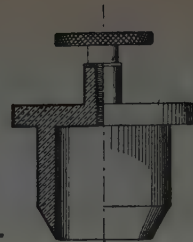


FIG. 50.  
Coquille de traction.

La sensibilité de l'appareil est bonne, comme le montre la dispersion des résultats qui est faible sur des matériaux dont l'homogénéité a été démontrée par des essais différents. Par contre, la dispersion est plus grande dès que le matériau est hétérogène. La figure 51 montre la différence que l'on peut obtenir dans l'aspect de la rupture qui, pour les essais de traction simple, est plane et normale à l'axe. Lorsque la rupture en décohésion se produit dans le plan de la coquille de fixation, ceci indique une mauvaise mise en place et une irrégularité dans les tensions : le résultat obtenu correspond d'ailleurs à une valeur de la résistance en traction inférieure à la valeur moyenne. De tels incidents sont rares si la mise en place est soignée.

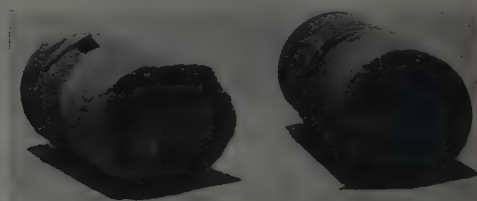


FIG. 51.  
Décohésion.

Argile naturelle.

Argile artificielle.

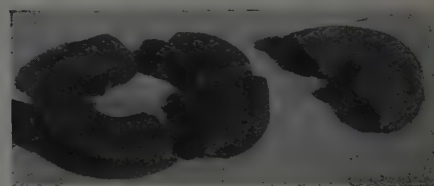


FIG. 52.  
Rupture en traction  
par rotation.

Enfin, la mesure de la traction simple peut être déterminée en faisant tourner de plus en plus rapidement une éprouvette en forme de couronne circulaire. La connaissance de la vitesse de rotation permet de déduire les efforts de traction dus à la force centrifuge; la figure 52 montre les fragments après rupture; on constate généralement que ceux-ci sont rompus suivant un diamètre, ou suivant deux diamètres rectangulaires.

#### D. — Influence de la vitesse dans les essais de cisaillement des argiles.

Nous avons cherché l'influence de la vitesse dans les essais de cisaillement rapide. Celle-ci s'est révélée négligeable, du moins tant que la vitesse est suffisamment rapide pour que l'eau interstitielle n'ait pas le temps de s'échapper du plan de cisaillement (fig. 53).

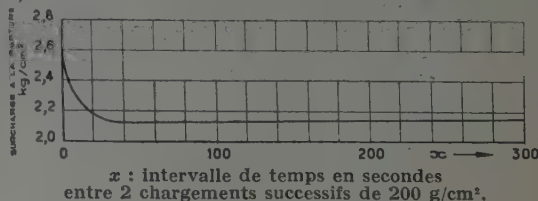


FIG. 53. — Influence de la vitesse dans les essais triaxiaux. Argile de Provins remaniée. Pression de consolidation  $3 \text{ kg/cm}^2$ . Dans ces essais, la contrainte verticale était augmentée d'environ  $200 \text{ g/cm}^2$  à chaque chargement.



Les matériaux utilisés furent :

La vase de Tunis;  
L'argile de Provins remaniée en laboratoire et consolidée sous différentes pressions,

dont les coefficients de perméabilité sont de l'ordre de  $10^{-8}$  à  $10^{-9}$  cm/s.

Les essais ont été effectués sur :

L'appareil de Casagrande (gradient d'effort constant);  
L'appareil de cisaillement à vitesse constante;  
L'appareil triaxial.

La durée des essais triaxiaux a varié de 5 s à 1 h. En principe, dans les essais triaxiaux à gradient constant, nous avons cherché à augmenter la charge du 1/10 ou du 1/20 de la charge de rupture à une cadence fixe.

Dans les essais de cisaillement linéaire, nous avons utilisé des cadences semblables, en particulier dans les essais à vitesse constante, celle-ci a varié de 10 mm en 1 mn à 10 mm en 12 h.

Il ressort de ces expériences que, pour des essais rapides (à l'échelle de la perméabilité de l'argile), l'influence de la vitesse de cisaillement est négligeable. Pour des essais effectués pendant une durée inférieure à 5 s, on arrive aux vitesses de choc et les mesures sont rendues plus compliquées par l'inertie des appareils. Pour les essais très lents, le début de consolidation sous les différentes charges, la viscosité du matériau et les déformations plastiques qui se produisent, changent le phénomène physique et donnent des résultats différents qui ont d'ailleurs été constatés par de nombreux auteurs [55].

## VI. — INTERPRÉTATION DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT. ESSAI DIRECT

### a) Équation de Hvorslev.

Pour suivre le phénomène physique de l'essai de cisaillement, il est nécessaire de faire appel aux contraintes intergranulaires. Lorsque l'échantillon est consolidé sous une certaine charge, c'est-à-dire que l'eau interstitielle s'est mise en équilibre avec le milieu extérieur, les contraintes sont transmises intégralement par le squelette granulaire. Lorsque le cisaillement commence effectivement, le volume de l'argile a tendance à diminuer, car la densité des argiles est pratiquement toujours inférieure à la densité critique telle qu'elle a été définie pour les sables. Dans ces conditions, une partie des contraintes se trouve reportée sur l'eau interstitielle, celle-ci n'ayant pas le temps de s'échapper, puisque l'argile est peu perméable. L'eau ne pouvant supporter d'effort de cisaillement, l'équation de Coulomb prend la forme suivante en contrainte intergranulaire donnée par Hvorslev [24] :

$$t = c_v + (n - u) \operatorname{tg} \varphi_v;$$

où

$t$  : résistance au cisaillement;  
 $c_v$  : cohésion vraie;  
 $n$  : contrainte totale normale au plan de rupture (contrainte effectivement appliquée sur l'échantillon);  
 $u$  : pression hydrostatique de l'eau interstitielle;  
 $(n - u)$  : contrainte effective normale au plan de rupture (contrainte effectivement supportée par le squelette intergranulaire);  
 $\varphi_v$  : angle de frottement vrai.

Nous développerons au cours de ce chapitre la signification qui doit être donnée aux mots cohésion vraie, angle de frottement vrai et squelette intergranulaire. Ces deux premiers représentent pour l'instant des coefficients d'une forme linéaire différente de celle de Coulomb.

Les contraintes  $t$  et  $(n - u)$  sont les contraintes effectivement supportées par la phase solide; comme dans le cas des sables, la théorie de Mohr montre que l'angle de frottement  $\varphi_v$  défini par l'équation précédente est relié à l'inclinaison  $\rho$  du plan de rupture par rapport à la plus grande contrainte principale par la relation :

$$\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_v}{2}$$

Nous voyons que pour utiliser l'équation de Hvorslev, il est nécessaire de chercher à atteindre  $c_v$ ,  $\varphi_v$  et  $u$ , par des mesures directes. On se trouve alors devant les trois problèmes expérimentaux que nous avons abordés; nous dirons simplement de  $u$  et  $\varphi_v$  qu'il est très difficile de les déterminer avec précision à partir de l'équation de Hvorslev et de mesures directes de  $u$ , car le coefficient de perméabilité de l'argile est très faible. La mesure de l'orientation  $\rho$  du plan de rupture, dans un essai où l'on connaît la direction des contraintes principales comme l'essai triaxial, est elle-même assez peu précise à cause des déformations qui accompagnent la rupture. Avec beaucoup d'entraînement, on arrive peut-être à estimer  $\rho$  à  $\pm 2^\circ$ , c'est-à-dire que l'on obtient  $\varphi_v$  à  $\pm 4^\circ$ . Dans ces conditions, il semble que les argiles naturelles se groupent en deux catégories auxquelles correspondent des  $\varphi_v$  nuls ou voisins de  $30^\circ$ . Les rares cas intermédiaires que l'on observe sont, le plus souvent expérimentalement douteux.

### b) Relation entre résistance au cisaillement et compressibilité.

La cohésion est un terme à part dans l'équation de Hvorslev : elle dépend de la pression de consolidation de l'argile. Il est nécessaire de décrire le phénomène en détail.

Si l'on prend une pâte d'argile extrêmement molle, et que l'on cherche à mesurer sa résistance au cisaillement, après stabilisation sous la charge verticale, on obtient une droite passant par l'origine (ligne A, fig. 54). Si on part d'une argile consolidée sous la charge  $P_c$ , la résistance au cisaillement pour des valeurs de  $n$  supérieures à  $P_c$ , n'est pas changée; par contre, lorsque l'on consolide l'argile des charges inférieures à  $P_c$ , c'est-à-dire avec gonflement, on constate que la résistance au cisaillement diminue sans atteindre la ligne A; on obtient ainsi une ligne du type B (fig. 54).

On notera que ce phénomène est analogue à ce que l'on observe dans l'essai de compressibilité : la structure de l'argile est modifiée par les états antérieurs et l'on ne revient pas à la même position relative des grains entre eux. Il apparaît ainsi que la résistance au cisaillement est fonction de l'indice des vides. Ce fait est à rapprocher des résultats obtenus sur des poudres sèches dont nous parlerons plus loin (paragr. IX g).

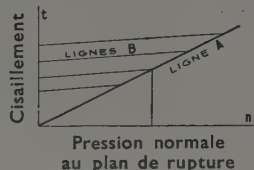


FIG. 54.

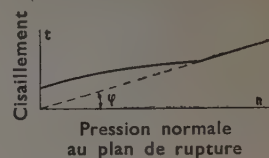


FIG. 55.

La courbe intrinsèque, prise au sens de Coulomb, pour une argile consolidée, est donc formée de deux branches de courbes distinctes.

De nombreux auteurs ont cherché les propriétés des lignes B en fonction de la pression de consolidation, d'après Hvorslev [24] ces droites seraient parallèles, d'après Hogentogler [23] leur inclinaison  $\varphi$  serait fonction croissante de la pression de consolidation; Langer [30] a donné un résultat analogue. Enfin Taylor [55] donne l'aspect indiqué sur la figure 55 qui semble proche de la réalité et de nos essais. La ligne droite B est remplacée par une courbe à concavité dirigée vers le bas. La précision des mesures de cisaillement ne permet guère d'analyser ce qui se passe au voisinage de la pression de consolidation. En particulier, il est fort probable que le point anguleux indiqué sur la figure 56 est remplacé par la courbe continue tracée en pointillé. Les figures ci-dessus sont données en contraintes totales. L'aspect est un peu différent avec des contraintes effectives; la figure 57 indique l'aspect de la courbe intrinsèque en fonction de la contrainte effective sur le plan de rupture, à la rupture; cette courbe est tracée pour une argile dont l'angle  $\varphi_v$  obtenu à partir de l'inclinaison  $\rho$  des plans de rupture d'une série d'éprouvettes, serait voisin de  $30^\circ$ .



Il est intéressant de chercher à voir ce que l'on obtient avec une argile consolidée sous une certaine pression  $P_c$  lorsqu'on la cisaille sous des pressions normales différentes de  $P_c$  sans laisser

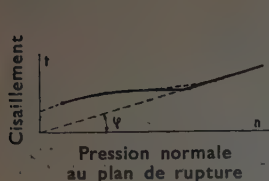


FIG. 56.

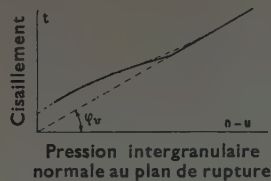


FIG. 57.

le matériau se stabiliser sous les nouvelles charges. Il suffit pour cela de se reporter au tableau de contraintes intergranulaires donné au paragraphe IV pour comprendre le phénomène. Au début de l'essai, les contraintes intergranulaires sont égales à  $P_c$ ; par suite, le reste de l'essai est inchangé et la résistance au cisaillement est la même. Dans le plan (cisaillement)-(pression normale totale), la courbe intrinsèque ainsi obtenue est une droite parallèle à l'axe des pressions, ou si l'on préfère, l'angle de frottement interne apparent  $\phi_a$  est nul. Cette courbe est identique à la courbe intrinsèque définie en Résistance des Matériaux, et c'est par là que les propriétés de l'argile se rapprochent de celle du fer et des métaux à frottement interne nul. Dans le plan (cisaillement)-(pression effective normale au plan de rupture), l'ensemble de ces essais est représenté par le point de coordonnées  $(P_c - u, t)$ .

Les vérifications expérimentales de ces notions sont extrêmement concluantes [3] [52] [18]. En particulier, avec des argiles naturelles ou remaniées, on trouve des angles de frottement apparent voisin de  $1$  à  $2^\circ$ ; pratiquement, si le matériau donne des résultats légèrement dispersés, on ne peut pas voir si  $\phi_a$  est rigoureusement nul ou légèrement positif.

Certaines argiles donnent parfois un  $\phi_a$  différent de zéro; on constate toujours, dans un tel cas, que l'on est en présence d'une argile qui ne répond pas aux conditions définies plus haut; par exemple, l'échantillon peut être :

- Fissuré;
- Hétérogène (lit de sable);
- Non saturé;
- Composé d'un mélange argile-silt-sable.

#### c) Influence de la vitesse de cisaillement.

La figure 37 indique l'allure d'un diagramme effort-déformation dans un essai de cisaillement à vitesse constante. Il est nécessaire de l'étudier en détail.

L'aspect de ce diagramme est identique à celui que l'on obtient avec du sable compact; mais la présence du maximum est due à une raison tout à fait différente; dans le cas d'un sable, le maximum correspond au travail de désenchevêtrement des grains dans le plan de rupture, jusqu'à ce que la compacité soit égale à la compacité critique. Pour une argile, au contraire, la compacité est toujours inférieure à la compacité critique et la structure tend à devenir plus serrée, comme dans le cas d'un sable à faible densité initiale. La présence du maximum est due à la destruction progressive de la structure, occasionnée par la distorsion de l'échantillon avant rupture. Il est normal que la vitesse de cisaillement ait une influence sur la valeur de ce maximum. En effet, la nature de la cohésion des argiles, d'après ce que nous en avons dit au paragraphe I, permet d'envisager des propriétés de résistance aux déformations analogues à celles des milieux visqueux; un effort important est sans doute nécessaire pour séparer deux réseaux cristallins en contact, mais un effort plus faible et prolongé peut jouer le même rôle; il est certain que l'influence de la température ne doit pas être toujours négligeable puisque les atomes des réseaux imparfaits de la périphérie de la particule ont une agitation thermique plus grande, permettant des décrochages suivis de glissements de faible amplitude.

Ainsi, alors que la valeur du maximum doit se trouver diminuée lorsque la vitesse de cisaillement devient plus faible, il

semble que la valeur du minimum doit rester constante puisqu'il n'y a plus rupture d'une structure organisée. En fait, on constate que cette valeur augmente lorsque la vitesse de rupture décroît.

La figure 58 indique la position respective des diagrammes effort-déformation de deux échantillons d'argile rigoureusement identiques cisailés à des vitesses différentes. Il s'agit d'argile de Provins reconstituée à partir de poudre; les résultats sont identiques à ceux que l'on obtient avec des argiles naturelles ou avec des argiles remaniées comme celles de Londres, citées par LANGER [29]. Ceci montre, par la même occasion, que nos échantillons d'argile préparés en laboratoire, par la méthode indiquée plus haut (paragr. V a) ont des comportements mécaniques analogues à ceux des sols réels.

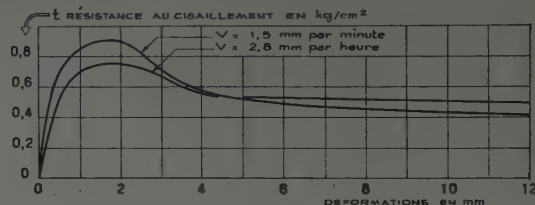


FIG. 58. — Argile de Provins. Influence de la vitesse de cisaillement. Essais à vitesse constante.

Pour expliquer ces résultats, certains auteurs ont fait appel à des phénomènes colloïdaux dans le plan de rupture; Hvorslev [24] parle de regain thixotropique; il est possible que de tels phénomènes aient lieu, entraînant des variations de caractéristiques visqueuses ou plastiques du matériau au voisinage des points de contact des particules; il semble cependant que l'essence de l'augmentation de résistance soit dû à un début de reconsolidation sous charge [55]. Il est, en effet, pratiquement impossible, dans un essai de cisaillement linéaire, d'empêcher l'eau interstitielle, à la pression  $u$  de sortir du plan de rupture et de se redistribuer dans le matériau puisque les contraintes de cisaillement ne forment pas un champ uniforme dans toute la hauteur de l'échantillon.

Les différents phénomènes que nous venons de signaler jouent évidemment de la même façon lorsque l'échantillon étudié est consolidé, puis cisailé, sous une pression normale inférieure à la pression de consolidation naturelle; c'est-à-dire lorsque le matériau est cohérent, si l'on donne au mot cohésion la définition suivante, qui est apparue au paragraphe b) ci-dessus : excédent de résistance dû à une déformation non élastique du squelette granulaire, laissant subsister, après la première consolidation, une déformation permanente [55]. Cette définition est évidemment différente de celle de COULOMB ou de celle de HVORSLEV, puisque la cohésion dépend de la charge de consolidation de l'essai.

Dans un tel cas, il est possible que cette cohésion s'annule progressivement si des agents extérieurs sont capables de faire disparaître la déformation permanente de surconsolidation. Ainsi, des sollicitations mécaniques de longue durée, pouvant entraîner des déformations plastiques importantes, sont susceptibles de faire disparaître la cohésion par remaniement de l'argile. Il est évident, que, pour des travaux de longue durée, il est essentiel de prendre garde aux variations d'un excédent de résistance qui n'est peut-être que temporaire; pour des travaux de courte durée, comme l'ouverture d'une fouille, par exemple, il n'y aura aucun danger à utiliser le terme de cohésion.

#### d) Importance de la mesure des pressions interstitielles.

On peut concevoir des essais extrêmement lents, pendant lesquels la pression hydrostatique  $u$  serait constamment nulle. Il est bien évident, d'après l'équation de Hvorslev, que l'angle de frottement mesuré serait  $\phi_0$ . De tels essais seraient sans doute intéressants pour des sols types mais utiliser cette méthode pour atteindre  $\phi_0$  est illusoire pour les argiles. En effet, l'interprétation des essais serait pratiquement impossible car elle se heurte à plusieurs difficultés :



1° La durée d'une telle expérience serait extrêmement longue, de l'ordre de 6 mois.

2° La destruction de la structure étant étalée sur un temps très long, il n'y aura plus de maximum et on ne saura pas, au moment de la rupture, s'il reste ou non une part de résistance due à la structure.

3° Le coefficient de frottement intergranulaire est peut-être influencé par la présence de l'eau interstitielle agissant comme lubrifiant; par conséquent,  $\tan \varphi_0$  est peut-être fonction de la vitesse.

4° On peut penser qu'une grande déformation dans le plan de rupture, provoque une orientation spéciale des particules et feuillet d'argile changeant ainsi la valeur du coefficient de frottement intergranulaire.

5° Enfin, on ne saura pas ce qui se passe au point de vue de la pression hydrostatique  $u$ . Tant que celle-ci ne sera pas mesurée, on ne saura pas si elle est nulle ou non.

Ce dernier point est extrêmement important : en effet, des essais suédois [51] ont mis en évidence l'existence d'un gradient critique dans l'application de la loi de Darcy formant seuil de percolation lorsque l'on mesure le coefficient de perméabilité  $K$  d'une argile. Si un tel phénomène est général [7] [14], il est possible de conserver une pression hydrostatique interne  $u$  notable, dans le plan de rupture, malgré la stabilisation apparente. De toute façon, même si le seuil de percolation est contestable dans certains cas, il n'en reste pas moins que la valeur de  $u$  est inconnue dans les essais lents. Ceux-ci sont donc difficilement utilisables pour les argiles, étant donné la très faible perméabilité de ces matériaux; on ne sait pas exactement comment les interpréter; de plus les essais triaxiaux montrent l'importance des déformations plastiques de l'argile, ce qui empêche de se fier exclusivement à des critères de déformation. Les essais lents c'est-à-dire avec drainage et pression interstitielle nulle, permettant d'atteindre  $\varphi_0$  nous semblent donc difficiles à réaliser et pratiquement impossibles à utiliser dans le cas des argiles; la conception « essais lents » n'est utile que pour rattacher les contraintes réelles aux contraintes intergranulaires.

Ceci souligne encore la nécessité des mesures de pression interstitielle pendant les essais pour pouvoir séparer les différents facteurs de l'équation de Hvorslev. De même, la mesure de la pression de consolidation permet de trouver un point caractéristique de la courbe intrinsèque et son importance est aussi extrêmement grande. Enfin, l'analyse détaillée du phénomène de rupture montre qu'il est vain de vouloir séparer pour chaque essai ce qui appartient à la cohérence ou au frottement et qu'il est plus indiqué d'utiliser globalement la résistance au cisaillement dont l'expression de Coulomb sera considérée comme un développement en série limité à deux termes, valable pour un domaine de charges à définir.

## VII. — INTERPRÉTATION DE LA RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT. ESSAIS TRIAXIAUX

### a) Contraintes intergranulaires dans l'essai triaxial.

Tout ce qui a été exposé au précédent paragraphe s'applique intégralement aux essais triaxiaux; en particulier on peut envisager, comme pour le cisaillement direct :

- Des matériaux sans consolidation préalable;
- Des matériaux naturellement consolidés;
- Des essais avec étreinte latérale différente de la pression de consolidation;
- Des essais avec étreinte latérale égale à la pression de consolidation;
- Des essais rapides;
- Des essais lents.

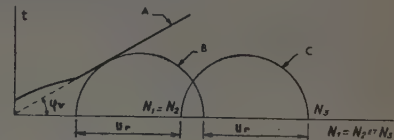
Les conclusions précédentes s'appliquent sans modifications.

Cependant, l'interprétation de l'essai triaxial sur argile est plus complexe que le cisaillement direct, car on est obligé de passer par l'intermédiaire du cercle de Mohr appliqué aux contraintes intergranulaires.

Imaginons par exemple, le cas d'une série d'essais triaxiaux suffisamment lents pour que la pression interstitielle  $u$  soit sys-

tématiquement nulle pendant l'essai de rupture; dans un tel cas, les contraintes sont entièrement supportées par le squelette granulaire, et les cercles de Mohr correspondant aux états d'équilibre limites précédant la rupture ont une enveloppe qui est identique à la courbe intrinsèque définie par l'essai de cisaillement direct suffisamment lent pour que la pression interstitielle soit nulle, ou, d'après ce qui a été dit, à la courbe intrinsèque définie par les essais de cisaillement direct exprimés en contrainte intergranulaire. D'après les conclusions du paragraphe précédent, il est bien évident que l'essai triaxial lent sur argile n'est pas plus utilisable ni réalisable que le cisaillement direct lent.

Pour retrouver le cercle de Mohr correspondant aux contraintes effectives dans les essais ne permettant pas à l'eau interstitielle de s'échapper, il nous faudra diminuer les contraintes principales totales de la valeur de la pression interstitielle, c'est-à-dire ( $N_1 - u$ ) et ( $N_3 - u$ ) (fig. 59).



$N_1, N_2, N_3$  : Contraintes principales;  
 $u_r$  : Valeur de la pression interstitielle à la rupture;  
 A : Courbe intrinsèque vraie;  
 B : Cercle de Mohr des contraintes effectives;  
 C : Cercle de Mohr des contraintes totales.

FIG. 59.

Puisque les cercles de Mohr subissent ainsi une simple translation, la courbe intrinsèque de la figure 55, obtenue, nous le rappelons, à partir d'essais de cisaillement direct sur matériaux naturellement consolidés et cisailés après une nouvelle consolidation sous différentes charges, cette courbe aura pour correspondant le lieu des points  $M'$  de la figure 60. Le point  $M'$  est déduit par translation à partir de  $M$ , point de contact du cercle de Mohr des contraintes effectives et de son enveloppe. L'enveloppe des cercles de Mohr des contraintes totales n'a aucune signification physique. Ces cercles sont coupés par la courbe intrinsèque définie au sens de Coulomb; sur ces cercles, seuls les points  $M'$  nous intéressent. L'ordonnée de  $M'$  est indépendante de  $u$ ; elle est égale à la résistance au cisaillement associée au plan de rupture de l'éprouvette et, par suite, l'orientation  $\rho$  du plan de rupture du squelette granulaire est reliée par la théorie générale de l'équilibre à l'angle de frottement interne vrai. Une construction géométrique immédiate donne la direction du plan de rupture (droite  $zz'$  de la figure 60).

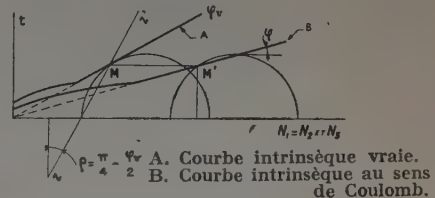


FIG. 60.

Il ressort de ces considérations que la résistance au cisaillement ne peut se déduire simplement d'un essai triaxial rapide sur argile. Il est nécessaire de mesurer indépendamment de l'essai, l'angle de frottement vrai  $\varphi_0$  pour trouver la position du point de contact  $M'$  sur le cercle de Mohr, ou de mesurer la pression interne  $u$  pour pouvoir placer le cercle de Mohr des contraintes effectives.

Toutefois, certains auteurs (RUTLEDGE, TAYLOR) admettent que, pour de nombreuses argiles naturelles, le rapport de la contrainte principale effective axiale  $N_3 - u$  à la pression de consolidation est voisin de 1 lorsque l'échantillon est cisailé rapidement sous la pression de consolidation; par suite, pour ces argiles, les angles de frottement vrai  $\varphi_0$  et au sens de Coulomb  $\varphi$  (fig. 56) sont reliés par la relation  $\tan \varphi = \frac{1}{2} \tan \varphi_0$ . Le calcul est le suivant [55] :



L'équation de Hvorslev s'écrit :

$$t = (n - u) \operatorname{tg} \varphi_v \quad (n - u \text{ contrainte effective normale au plan de glissement}).$$

Les relations dans le cercle de Mohr donnent :

$$n - u = (N_3 - u) (1 - \sin \varphi_v) \quad (N_3 - u \text{ contrainte principale effective maximum}),$$

d'où, en faisant apparaître la pression de consolidation  $P_c$  :

$$t = P_c \left[ \frac{(N_3 - u)}{P_c} (1 - \sin \varphi_v) \right] \cdot \operatorname{tg} \varphi_v$$

la valeur du crochet est constante pour une argile donnée; elle est voisine de 1/2 si  $\varphi_v$  est voisine de 30°; comme on a, d'après la loi de Coulomb :

$$t = P_c \operatorname{tg} \varphi \quad \text{on déduit} \quad \operatorname{tg} \varphi = 1/2 \operatorname{tg} \varphi_v$$

### b) Interprétation de l'essai de compression simple.

Il y a peu de chose à dire de l'essai de compression simple, qui n'est qu'un essai triaxial à contrainte latérale nulle; mais cet essai est extrêmement commode et est effectué très couramment, aussi nous reparlerons ultérieurement de son interprétation dans le cas des matériaux réels (paragr. XII a).

Dans le cadre des hypothèses faites au paragraphe IV les contraintes intergranulaires qui s'exercent dans l'éprouvette d'argile avant l'essai de compression simple, sont égales à  $P_c$ . Lorsque la surcharge de rupture est appliquée, la pression interstitielle à la rupture a varié de  $u_r$ , les contraintes principales sont :

$$\begin{aligned} v_1 = v_2 &= P_c - u_r \quad (\text{contraintes latérales}); \\ v_3 &= N_3 + P_c - u_r \quad (\text{contrainte axiale}). \end{aligned}$$

Il faut déplacer le cercle de Mohr de diamètre  $N_3$  de façon à ce que la plus petite contrainte principale effective soit  $P_c - u_r$ . Ce cercle sera tangent à la courbe intrinsèque au point singulier de cette courbe : on ne peut donc pas avoir de renseignement théorique sur la valeur de la pression  $u_r$ , puisqu'on peut envisager plusieurs cercles tangents en ce point singulier; ceci est mis en évidence sur la figure 61.

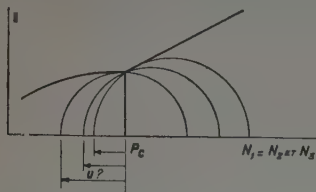


FIG. 61. — La figure montre les limites extrêmes que peut atteindre le cercle de Mohr de compression simple et les valeurs extrêmes de la pression interstitielle  $u$ .

Ce phénomène est très important car nous avons montré que les essais effectués à des pressions différentes de la pression de consolidation de l'essai se ramènent à l'essai effectué à la pression de consolidation ( $\varphi$  apparent nul). D'autre part, pour des essais effectués après consolidation supérieure à la pression de consolidation naturelle, on se retrouve devant le même cas, la consolidation supérieure « effaçant » la première; nous en verrons une application au chapitre suivant, dans le cas où le  $\varphi_v$  réel semble nul; nous voyons, dès maintenant, les modes d'investigation qui peuvent être utilisés :

Mesure précise de  $\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_v}{2}$ ;

Mesure de la pression interstitielle  $u$ ;

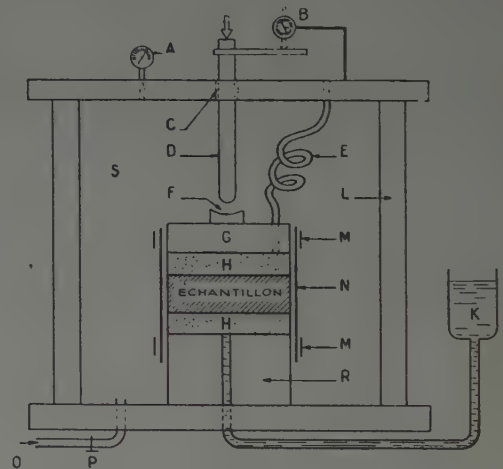
Comparaison statistique entre cisaillement rectiligne et essai triaxial.

### c) Remarques sur la distribution des contraintes pendant la consolidation.

Dans les deux types d'essais de cisaillement que nous avons étudiés, le mode de consolidation des échantillons est différent. Dans la boîte de cisaillement l'échantillon est consolidé sous une charge statique verticale, c'est-à-dire unidirectionnelle. Les échantillons utilisés dans l'appareil triaxial sont, soit prélevés dans une argile naturelle, soit prélevés dans une argile consolidée à part sous une charge statique, le prélèvement n'étant pas obligatoirement effectué dans une direction parallèle à celle de la consolidation, soit enfin, consolidés dans l'appareil même. Dans tous les cas, le mode de consolidation est différent.

Il nous a semblé nécessaire de chercher quelles pouvaient être les contraintes latérales pendant la consolidation; pour cela, nous avons effectué une série d'essais de compressibilité normaux dans l'oedomètre et simultanément sur des éprouvettes identiques des mêmes matériaux, une série d'essais de compressibilité dans l'appareil triaxial, en imposant la contrainte latérale. Les essais ont été ainsi conduits deux par deux, pour que l'influence des agents extérieurs (température, vibrations...) s'exerce, si possible, dans des conditions voisines. Les chargements successifs ont été faits aux mêmes instants et les échantillons d'argile utilisés ont été choisis de façon à ce que leur homogénéité soit la plus satisfaisante. Le montage de l'essai de compressibilité dans l'appareil triaxial est représenté sur la figure 62. Nous avons utilisé les différentes étreintes latérales suivantes :

Pression latérale  $p = 0$  (pression atmosphérique);  
 — = 1/2 pression verticale;  
 — = pression verticale (pression hydrostatique).



- |   |                              |                       |
|---|------------------------------|-----------------------|
| M. Bracelets de caoutchouc serrés par des colliers métalliques; | A. Manomètre;                | H. Pierres poreuses;  |
| N. Gaine souple et imperméable en silicone. Épaisseur 1/2 mm;   | B. Compresseur;              | K. Eau;               |
|   | C. Étanch. (Graisse à vide); | L. Plexiglass;        |
|   | D. Piston rodé;              | O. Arrivée d'air;     |
|   | E. Tuyau souple;             | P. Robinet déréglage; |
|   | F. Articulation;             | R. Support;           |
|   | G. Support;                  | S. Cellule triaxiale. |

FIG. 62. — Montage de l'essai de compressibilité à l'appareil triaxial. L'échantillon est mis en présence d'eau par l'intermédiaire des pierres poreuses et en communication avec l'extérieur par les deux canalisations reliées aux pierres poreuses.

Les figures 63 et 64 indiquent les résultats obtenus avec deux argiles différentes, l'une en compression simple, l'autre en compression hydrostatique; la variation de l'indice des vides a été calculée comme s'il n'y avait pas d'expansion latérale. Les courbes de compressibilité obtenues avec l'oedomètre et l'appareil triaxial ont été placées côte à côte sur les graphiques de



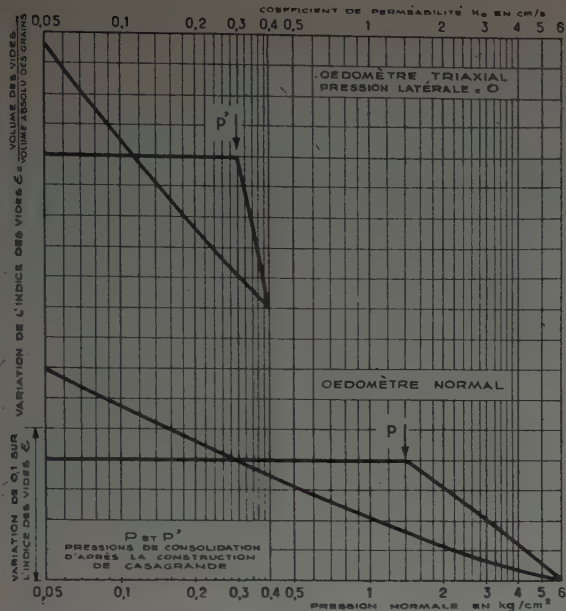


FIG. 63. — Essai de compressibilité.  
Argile plastique noire et gonflante de la région parisienne.

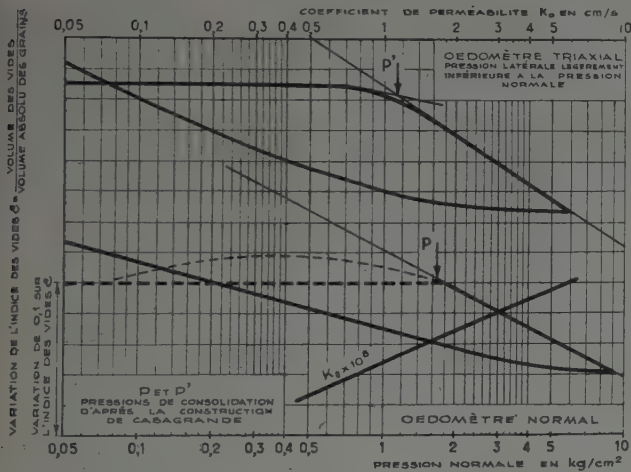


FIG. 64. — Essai de compressibilité-perméabilité.  
Argile grise de Nancy.

façon à montrer si les courbes sont superposables. La première figure montre que, si l'échantillon n'est pas soutenu latéralement, un écoulement plastique important apparaît rapidement. La deuxième figure montre des diagrammes de compressibilité voisins. On remarquera toutefois que la pente de l'oedomètre triaxial est légèrement plus grande que celle de l'oedomètre normal, et que le gonflement à la fin de l'essai est plus faible. Ceci montre qu'un léger fluage s'est produit, dû au fait suivant : pour assurer le contact du piston vertical qui permet de suivre les déformations, il est nécessaire d'appliquer une légère surcharge verticale, en moyenne de l'ordre de 300 à 400 g, c'est-à-dire une pression supplémentaire de l'ordre de 10 g/cm<sup>2</sup>, la surface de l'échantillon étant de 38,5 cm<sup>2</sup>. Cette surcharge maintenue pendant 1 mois 1/2 a provoqué le fluage de l'argile.

La figure 65 est relative à un limon argileux essayé dans les mêmes conditions. On observe aussi un fluage très caractérisé.

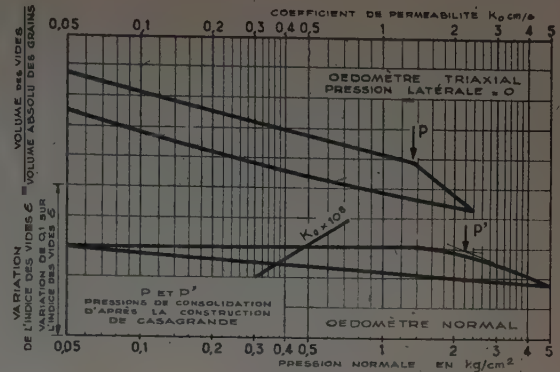


FIG. 65. — Essai de compressibilité-perméabilité.  
Limon de Donzère.

On remarquera dans tous ces essais que les pressions de consolidation déterminées d'après la construction de Casagrande, indiquée plus haut (paragr. III) donneraient des pressions systématiquement plus faibles dans les essais de compressibilité effectués à l'aide de l'appareil triaxial.

Il semble donc logique d'admettre que la distribution des contraintes est uniforme dans les essais oedométriques et de même, pendant la consolidation dans la boîte de cisaillement de Casagrande. En conséquence, il paraît normal que les résultats de l'essai de cisaillement direct, après consolidation unidirectionnelle, soient comparables à ceux d'un essai à l'appareil triaxial après consolidation uniforme.

Il est difficile d'expliquer l'uniformité de la répartition des contraintes pendant la consolidation dans un oedomètre, mais il existe encore de nombreux points obscurs dans les propriétés pseudo-élastiques de l'argile. En particulier, la question de l'origine du gonflement en présence d'eau n'a pas encore trouvé d'explication vraiment satisfaisante. De même, dans la détermination de la pression de gonflement d'une argile on constate, pour des charges inférieures à la pression de gonflement, un tassement initial suivi, au bout d'un certain temps, d'une dilatation de l'échantillon au contact de l'eau; il faut augmenter les charges progressivement jusqu'à ce que la dilatation ne se produise plus pour obtenir ce qu'on appelle la pression de gonflement. Il paraît difficile d'attribuer ce tassement initial à une mise en place du piston de l'oedomètre, car il se produit même avec des remplissages extrêmement soignés. A notre connaissance, ce phénomène courant et rarement signalé n'a pas non plus trouvé d'explication satisfaisante. Dans un tel cas aussi, l'échantillon prenant appui sur les parois de l'oedomètre pour repousser le piston, il est certain que la distribution des contraintes sur la paroi est telle que la pression latérale supportée par l'argile soit supérieure ou égale à la pression statique exercée axialement sur l'échantillon.

## VIII. — ESSAIS ET INTERPRÉTATIONS. ÉCHEC DE LA THÉORIE LORSQUE $\rho = 45^\circ$

Nous allons maintenant illustrer les conceptions théoriques exposées dans les deux paragraphes précédents en présentant des expériences qui prolongent les essais classiques qui eux ne seront pas développés.

### a) Essais de rupture rapide à des pressions différentes de la pression de consolidation : essais de cisaillement direct, essais triaxiaux (compression).

De tels essais ont été exécutés par cisaillement rectiligne et dans l'appareil triaxial; les résultats sont identiques : la courbe intrinsèque apparente ainsi obtenue est parallèle à l'axe des



abscisses. Dans le cas des essais triaxiaux sur les argiles artificielles, on constate que la courbe se rapproche de l'origine pour les faibles étreintes latérales et que sa pente est nulle pour les étreintes latérales élevées (fig. 66). Ceci est sans doute dû à ce que les argiles artificielles contiennent environ 2 % d'air en volume. Cette teneur en air est mise en évidence par la courbe moyenne de la figure 67. Dans ces conditions, les contraintes supportées par les grains solides ne sont plus systématiquement égales à  $P_c$  puisque la

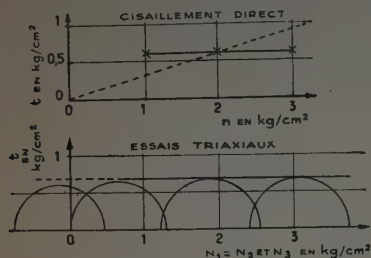


FIG. 66.

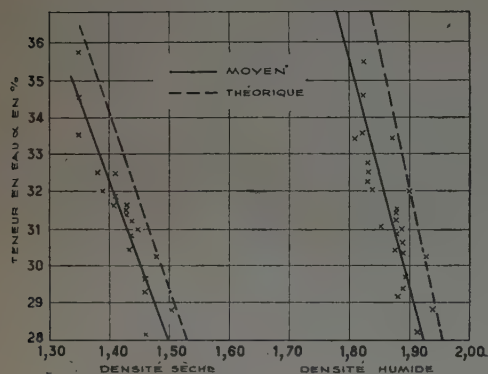


FIG. 67. — Densité sèche et densité humide en fonction de la teneur en eau. Les courbes en pointillés correspondant aux relations théoriques à la saturation :

$$d_h = \frac{\delta(1 + \alpha)}{1 + \alpha\delta} \quad d_s = \frac{\delta}{1 + \alpha\delta}$$

La différence d'ordonnée entre la courbe moyenne et la courbe théorique correspond à la teneur en air, voisine ici de 2 % en volume.

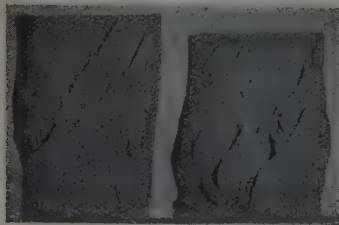


FIG. 68. — Argile naturelle vaseuse.

phase fluide (eau interstitielle + air) est compressible. Lorsque la pression latérale devient très forte, on retrouve une résistance au cisaillement constante, la phase fluide devenant de moins en moins compressible.

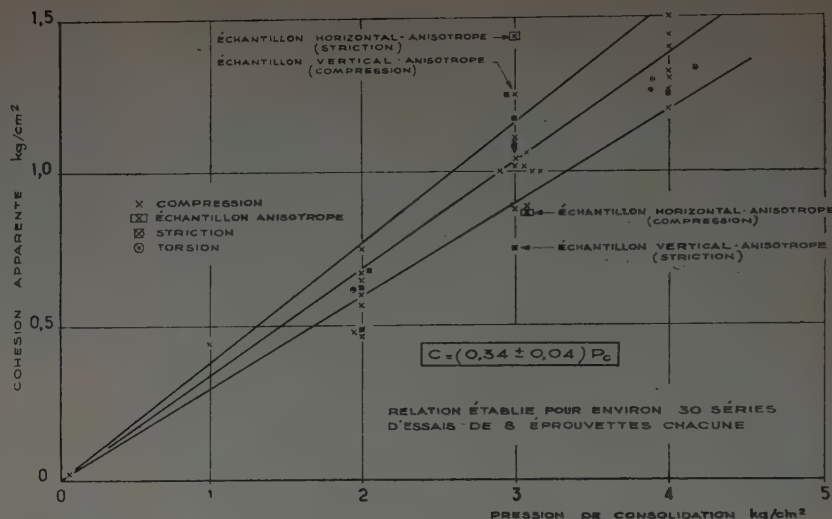


FIG. 69. — Relation moyenne entre la cohésion apparente et la pression de consolidation dans le cas de l'argile de Provins remaniée.

Les essais du type compression ont été effectués dans un domaine extrêmement étendu au point de vue de la pression latérale : de quelques centimètres de mercure (compression sous vide) à 16 kg/cm². Les résultats sont très continus dans tout ce domaine.

Nous avons étudié de très nombreuses argiles (fig. 68); dans le cas de l'argile de Provins remaniée au laboratoire, on constate que les courbes intrinsèques correspondant à des matériaux consolidés sous des pressions différentes, sont homothétiques par rapport à l'origine des axes de coordonnées à la précision près de la fidélité du matériau. La figure 69 indique la variation du rayon moyen du cercle de Mohr, c'est-à-dire la valeur moyenne de la cohésion apparente  $c_a$ , en fonction de la pression de consolidation. Cette relation a été établie après environ trente séries d'essais. Dans le domaine des pressions de consolidation usuelles, cette fonction est assez bien représentée par  $c_a = 0,34 P_c$  pour l'argile de Provins ainsi préparée.

A propos des essais de compression, nous signalerons les essais suivants, dont le rôle était de chercher à voir l'influence de la gaine de caoutchouc qui isole l'éprouvette de l'extérieur. Si nous effectuons sur la même argile et dans les mêmes conditions de pression, des essais triaxiaux conduits de la même façon, les courbes effort-déformation sont superposables et les valeurs de la pression de rupture sont égales si les éprouvettes d'argile sont placées avec ou sans gaine de caoutchouc, dans une cellule triaxiale transmettant la pression latérale par de l'air comprimé ou de l'huile sous pression. Il en est de même pour un échantillon avec gaine ou soigneusement graissé, soumis à une étreinte latérale d'eau sous pression. Par contre, pour les échantillons mis dans l'eau sans protection, nous avons constaté que les déformations sont beaucoup plus grandes et que la rupture se produit pour une valeur environ 20 % plus faible. Le même phénomène se produit pour les essais de compression simple dans l'eau, dans l'air ou dans l'huile. L'aspect des éprouvettes après rupture est identique à celui des éprouvettes normales (fig. 70). Dans les essais sous l'eau, nous avons pu observer la formation de minuscules écailles d'argile, extrêmement minces et de 1 mm² de surface environ, qui se détachent de la surface latérale de l'éprouvette et viennent se déposer sur le fond de la cellule. Les bords de ces écailles sont parallèles à la direction des lignes de glissement des plans de rupture de l'éprouvette. Il semble bien que ces phénomènes soient dus à l'action de la pression interstitielle  $u$ , qui, n'étant plus gênée par la surface de discontinuité des ménisques eau-air, est susceptible de désorganiser la « peau » de l'échantillon. Par contre, la diminution de la résistance nous paraît plus difficile à interpréter.



FIG. 70. Compression simple dans l'eau.



b) Essais de rupture à des pressions différentes de la pression de consolidation : essais triaxiaux avec allongement de l'éprouvette.

Ces essais ont été systématiquement étudiés dans un domaine assez vaste au point de vue de la pression latérale, de 1/2 atmosphère (traction sous dépression) à 10 kg/cm<sup>2</sup> (striction); le cas où la pression latérale est nulle (traction simple) a été étudié spécialement. Les résultats obtenus sont pratiquement identiques à ceux que nous venons de signaler : la courbe intrinsèque apparente est extrêmement continue, elle est parallèle à l'axe des abscisses (angle de frottement apparent  $\varphi'_a$  nul) et enfin la résistance en compression est pratiquement égale à la résistance en traction; ce dernier fait est identique à ce que l'on observe pour certains métaux et diffère de ce que nous avons trouvé pour les sables.

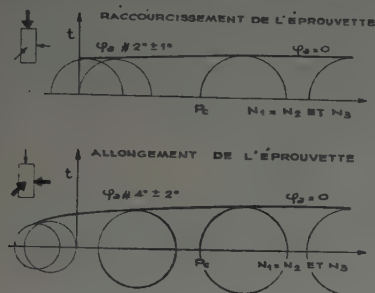


FIG. 71. — Essais triaxiaux sur argile de Provins remaniée.



FIG. 72.

Striction et compression.



FIG. 73.

Sur les argiles artificielles on constate, comme précédemment, que la teneur en air entraîne une déformation de la courbe intrinsèque apparente. Cette déformation est peut-être même plus accusée dans l'essai avec allongement de l'éprouvette; ainsi la pente moyenne dans le domaine de pression latérale (0,  $p_c$ ) est plus élevée, de l'ordre de 4°, au lieu de 2° dans les essais triaxiaux avec raccourcissement de l'éprouvette (fig. 71). Les figures 72 et 73 montrent l'allure des éprouvettes après striction comparées à des éprouvettes rompues par compression. On voit, en particulier, très nettement l'orientation des lignes de glissement par rapport aux contraintes principales.

c) Comparaison des essais de cisaillement.

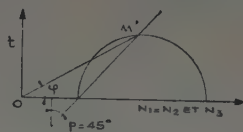
Nous n'insisterons pas sur la comparaison des résultats des différents types d'appareils de cisaillement linéaire qui est statistiquement bonne; ce sujet a d'ailleurs fait l'objet d'autres études [20]. Nous parlerons plus loin des essais de cisaillement par torsion avec plan imposé (paragr. XI).

La comparaison des résultats obtenus avec l'appareil triaxial est plus difficile sur les argiles naturelles. En effet, dans un essai de cisaillement linéaire, le plan de rupture est imposé; dans un essai triaxial il y a une double infinité de plans de rupture possibles et le glissement se produit sur le plan correspondant à la résistance minimum. D'autre part, dans l'essai direct, la rupture est progressive; elle ne l'est pas dans l'essai triaxial. Si la plasticité du matériau est suffisante, ce qui est le cas général, il n'y aura heureusement que peu de différence et nous avons observé sur des argiles et des vases des cas très nets où le mécanisme exposé au paragraphe précédent s'appliquait exactement.

d) Matériaux tels que  $\rho = 45^\circ$ .

L'interprétation que nous avons exposée est en échec lorsque l'angle  $\rho$  du plan de rupture avec la plus grande contrainte principale est égal à 45°; dans ce cas, on déduit  $\varphi_0 = 0$  de  $\rho = \frac{\pi - \varphi_0}{2}$ .

Par conséquent, il est impossible de trouver une enveloppe effective comme nous l'avons définie précédemment. Mais, d'autre part, si le frottement intergranulaire est nul, on ne peut plus expliquer la déformation non réversible de l'essai oedométrique qui fait apparaître la cohésion dans le cas des matériaux naturellement consolidés; de toutes façons, l'existence de la courbe intrinsèque vraie est mise en cause (fig. 74). Cette question est très importante car on trouve dans la nature de nombreuses argiles qui appartiennent à cette catégorie de matériaux.



Cette figure montre que toute droite passant par l'origine et le point M' coupe le cercle de Mohr. Il est donc impossible de trouver par translation d'amplitude  $\rho$  une enveloppe intergranulaire tangente au cercle en M.

FIG. 74.

Nous nous trouvons donc en présence de deux problèmes; d'une part, il faut chercher à lever l'indétermination de la courbe intrinsèque vraie des argiles telles que  $\rho = 45^\circ$  et à la placer à sa véritable position, et, d'autre part, il faut chercher la raison pour laquelle l'angle de frottement vrai est nul dans certains essais, ce phénomène devant certainement avoir son origine dans le comportement de la particule argileuse elle-même.

IX. — ÉTUDE DÉTAILLÉE DES MATÉRIAUX

OU  $\rho = 45^\circ$

a) Généralités.

Nous avons vu, au paragraphe précédent, l'importance de ce phénomène qui met en échec la théorie générale puisqu'il conduit à admettre que le frottement intergranulaire est nul. De plus, cette étude nous a fait aboutir à des conceptions nouvelles sur l'origine de la cohésion des argiles, et ceci justifie un rapport détaillé de ces essais.

Les matériaux argileux tels que  $\rho = 45^\circ$  sont rencontrés très souvent dans la nature. Les essais de Tschebotarioff et Bayliss [60] cités par CAQUOT et KERISEL [8], les essais de Haefeli [22] montrent de telles ruptures. Nous avons eu l'occasion d'observer ce phénomène sur des argiles bien définies; citons en particulier :

- L'argile plastique de la région parisienne (éocène inférieure).
- L'argile grise de Provins, dont la constitution minéralogique est voisine de l'Halloysite (même couche géologique que la précédente).

Nous avons indiqué précédemment sa granulométrie (fig. 35).

- L'argile rouge de Sainte-Croix-de-Verdon, qui est constituée par un mélange d'Illite et de Kaolinite.

La figure 75 représente son analyse granulométrique.

Dans tous ces cas, il s'agit donc d'espèces minéralogiquement bien définies : Halloysite, Illite, Kaolinite; il semble qu'il en soit de même pour la Montmorillonite. Ces argiles ont, toutes, une grande affinité pour l'eau.

Nous avons déjà indiqué que la mesure de  $\rho$  était souvent difficile. En fait, après la rupture, des déformations plastiques peuvent fausser la valeur de l'angle mesuré qui devient systématiquement plus grande, que ce soit dans les essais avec raccourcissement, ou dans les essais avec allongement de l'éprouvette. Dans certains cas, la mesure de  $\rho$  est très sûre : c'est ce qui se produit avec les argiles où la rupture a lieu sans grande déformation; on constate dans ce cas que la rupture apparaît suivant un plan de rupture unique (fig. 34). Par contre, pour les vases, ainsi que pour les échantillons où l'on observe une déformation en tonneau, la mesure est délicate; on constate alors



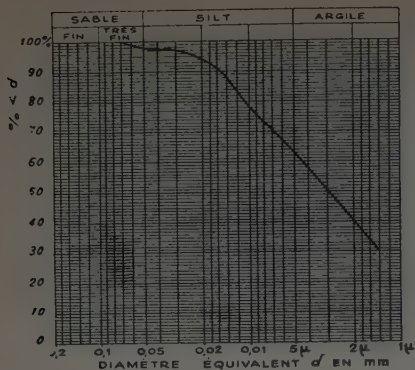


FIG. 75. — Analyse granulométrique de l'argile rouge de Sainte-Croix-de-Verdon.

que la rupture se produit suivant de nombreux plans de glissement (fig. 68). Pour mesurer cet angle nous avons tracé sur les éprouvettes, avant l'essai, des réseaux de lignes hélicoïdales très fines avec des pas différents, de façon à pouvoir conserver après la rupture l'orientation originelle cherchée. Il est possible alors de comparer la direction des plans de rupture à un repère fixe et de l'évaluer plus sûrement. Malheureusement, les lignes tracées à la surface de l'échantillon sont souvent des amorces de rupture et ceci peut fausser l'orientation du plan de glissement. Aussi, la méthode la plus sûre consiste à tracer des quadrillages orthogonaux sur différentes éprouvettes en modifiant leur orientation pour que les lignes de glissement soient bissectrices de ces directions. La figure 76 indique le résultat obtenu avec cette méthode dans le cas de l'argile de Provins, on mesure nettement  $\rho = 45^\circ$ .



FIG. 76.  
Quadrillage  
orthogonal.



FIG. 77. — Éprouvettes en poudre d'argile serrée.

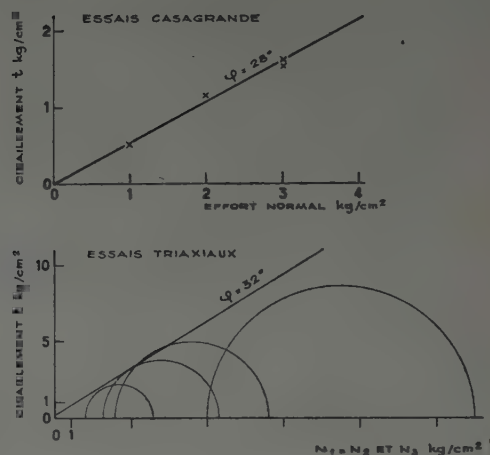


FIG. 78. — Essais de cisaillement sur poudre sèche.  
Cisaillement sous la charge de serrage statique.

### b) Étude du frottement grain sur grain.

Les actions de contact étant dues au frottement grain sur grain, nous avons étudié de la poudre d'argile de Provins sèche, au moyen d'essais de cisaillement direct et triaxiaux; comme pour l'argile naturelle, nous avons effectué des essais en cisailant l'échantillon sous sa charge de consolidation ou sous des charges différentes. La pression de consolidation n'ayant pas le même sens pour une poudre sèche et pour une argile naturelle, nous avons pris comme point de comparaison, la compacité de l'argile et plus précisément la densité sèche : en effet, la densité sèche d'une argile consolidée sous  $4 \text{ kg/cm}^2$ , par exemple, est de 1,47 pour obtenir la même compacité avec une poudre sèche, il faut exercer une pression statique d'environ  $25 \text{ kg/cm}^2$ ; la poudre était obtenue à partir d'argile sèche concassée, broyée, puis passée à l'étuve à  $105^\circ$ ; le diamètre maximum des grains était de  $1/10 \text{ de mm}$ .

**A. — Cisaillement de poudre sous la charge de serrage statique.**

L'essai de cisaillement direct donne une courbe intrinsèque passant évidemment par l'origine et dont la pente est de 28°. Les essais triaxiaux donnent aussi, comme enveloppe des cercles de Mohr de rupture, une courbe intrinsèque rectiligne et passant par l'origine. Son inclinaison est de 32°. Par la même occasion, l'orientation  $\rho$  des plans de rupture est différente de celle de l'argile naturelle et inférieure à 30° (fig. 77). Les éprouvettes sont évidemment protégées par une gaine élastique mince de façon à exercer une contrainte effective. Les deux courbes intrinsèques ainsi obtenues sont représentées sur la figure 78. La différence entre les deux angles provient sans doute du mode de serrage unidirectionnel dans un cas, uniforme dans l'autre. En

conclusion, la valeur de l'angle de frottement intergranulaire est située aux alentours de  $30^\circ$  et la variation de l'orientation du plan de rupture correspond bien aux modifications des actions de contact dues aux films d'eau qui recouvrent les particules d'argile.

**B. — Cisaillement de poudre sous des charges normales différentes de la charge de serrage statique.**

De tels essais sont extrêmement intéressants pour pouvoir suivre l'analogie entre l'argile naturelle et les échantillons de poudre sèche compressée. Ils permettent de refaire l'étude exposée précédemment pour l'argile : on peut s'attendre à trouver un phénomène semblable, c'est-à-dire que la courbe intrinsèque ne sera plus la droite passant par l'origine, précédemment obtenue. Il est bien évident que les essais ne peuvent être exécutés sous des charges supérieures à la pression statique de serrage, puisque dans un tel cas on obtiendrait une nouvelle compacité. Comme au paragraphe A précédent, les essais ont été effectués par cisaillement direct et essais triaxiaux.

Les essais de cisaillement direct donnent des résultats dispersés, à cause de la fragilité de l'échantillon, qui se détériore vraisemblablement dans le plan de cisaillement pendant la détente. La figure 79 montre le résultat obtenu dans deux cas. Avec une poudre préalablement compressée sous 3 kg/cm<sup>2</sup>, les caractéristiques obtenues sont :  $c = 0,4$  kg/cm<sup>2</sup> et  $\varphi = 20^\circ$ . Avec une poudre compressée sous 10 kg/cm<sup>2</sup>, les caractéristiques sont :  $c = 1,4$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\varphi = 22^\circ$ .

Les essais triaxiaux donnent aussi des résultats dispersés, sans doute à cause de la fragilité du matériau et aussi à cause de la difficulté de préparation d'éprouvettes restant parfaitement cylindriques pendant le serrage. Différentes valeurs de la pression de serrage ont été utilisées; elles donnent des résultats dispersés, mais les courbes intrinsèques sont compa-



rables qualitativement. La figure 80 indique le résultat obtenu sur des échantillons préalablement compressés uniformément sous  $10 \text{ kg/cm}^2$ . Les caractéristiques obtenues sont approximativement :  $c = 1,3 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\varphi = 25^\circ$ . Elles sont légèrement différentes de celles qui sont données par l'essai direct, probablement à cause de la différence du mode de serrage, comme précédemment.

### C. — Conclusion de l'étude du frottement grain sur grain.

Les essais que nous venons de décrire montrent que le problème posé est effectivement dû à la présence du film d'eau. D'autre part, l'analogie entre le comportement de la poudre d'argile compressée et celui de l'argile naturelle est très étroite du point de vue de la résistance au cisaillement envisagée au sens des contraintes intergranulaires; en particulier, la courbe intrinsèque des poudres n'est pas constituée par une droite ou par une courbe continue : la pression de serrage statique joue un rôle analogue à celui de la pression de consolidation pour une argile naturelle. De même au delà de la pression de serrage, la courbe intrinsèque est plus inclinée qu'en deçà de la pression de serrage, ainsi que nos essais le mettent en évidence (fig. 79).

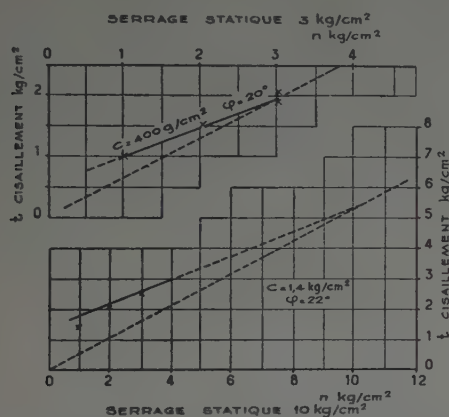


FIG. 79. — Essais de cisaillement sur poudre sèche. Cisaillement sous des charges inférieures à la charge de serrage statique. Essais Casagrande.

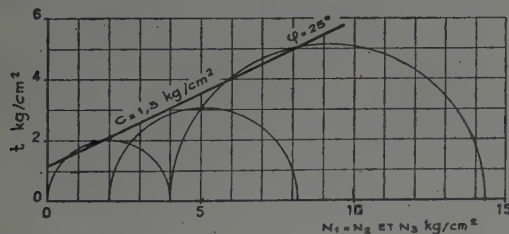


FIG. 80. — Essais de cisaillement sur poudre sèche. Cisaillement sous des charges inférieures à la charge de serrage statique. Essais triaxiaux. Serrage statique  $10 \text{ kg/cm}^2$ .

Cependant, nous ne pouvons considérer le problème comme étant éclairci complètement, car la poudre n'est pas un matériau identique à l'argile pour deux raisons :

- D'une part, les poudres ainsi étudiées n'ont pas de structure préalable avant l'essai;
- D'autre part, il n'y a pas de liquide interstitiel.

### c) Étude du frottement grain sur grain des matériaux avec structure.

Les résultats du paragraphe ci-dessus nous ont donné une première indication et il est nécessaire de chercher à éliminer l'eau interstitielle en conservant une certaine structure.

### A. — Essais sur argile naturelle déshydratée.

Une argile naturelle déshydratée correspond bien à un matériau sec ayant une structure préalable. Malheureusement la compacité de ce matériau est très grande, à cause des phénomènes de retrait dont nous reparlerons un peu plus loin (paragr. IX g). La résistance au cisaillement est très élevée et les essais directs sont impraticables. De même, les essais triaxiaux sont très difficiles car la résistance en compression simple est déjà très grande, supérieure à  $100 \text{ kg/cm}^2$  et les résultats d'essais assez dispersés ( $\pm 20 \%$ ). Le domaine d'utilisation de notre appareil triaxial est alors insuffisant pour pouvoir obtenir une courbe intrinsèque satisfaisante. Signalons que les différents essais en compression simple ou triaxiale nous ont donné, le plus souvent, des ruptures fragiles dites « en colonnette », sans doute dues à une planéité défectueuse des faces d'appui.

### B. — Essais sur matériaux congelés.

Pour obtenir un matériau sec avec structure, nous avons pensé à sublimer l'eau interstitielle préalablement congelée; par cette méthode, il est évident que le passage de l'interface eau solide-air ne provoquera pas des phénomènes de retrait aussi importants que ceux qui sont dus à l'interface eau liquide-air. Pour cela l'argile est placée dans une chambre froide et sèche pendant une durée suffisamment longue pour obtenir la déshydratation. Nous avons constaté effectivement que la compacité des argiles n'était pas aussi forte après 3 mois en chambre froide à  $-10^\circ$  que celle de l'argile desséchée à l'étuve. Par contre, la congélation provoque un réseau de fissures qui occasionne une dispersion des résultats rendant impossible la détermination précise des caractéristiques  $c$  et  $\varphi$ . On peut donner l'ordre de grandeur de la résistance au cisaillement d'après les essais triaxiaux par le couple ( $c = 15 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\varphi = 20^\circ$ ) dans un domaine restreint voisin de l'origine. L'orientation du plan de rupture n'est pratiquement pas définie à cause des fissures provoquées par la congélation.

### C. — Conclusion pour les essais grain sur grain avec structure.

Les valeurs des résistances ont été données surtout à titre qualitatif. Elles montrent que la cohésion due à la structure est forte et qu'un certain frottement interne est apparu. Nous ne pouvons donc considérer ces résultats que comme une indication du sens du phénomène. De plus, l'absence de liquide interstitiel ne permet pas une comparaison correcte entre ces matériaux et l'argile naturelle.

### d) Étude du frottement grain sur grain dans des matériaux avec liquide interstitiel.

Pour obtenir un matériau avec liquide interstitiel, nous avons pensé à utiliser un liquide ne donnant pas, comme l'eau, des combinaisons physico-chimiques avec les minéraux argileux; le liquide choisi fut le benzène. Les essais ont été effectués à l'appareil de Casagrande, car il est difficile de prélever des échantillons par carottage dans ces matériaux qui sont assez fragiles, ce qui rend délicats les essais triaxiaux systématiques.

### A. — Essais de cisaillement direct.

La poudre d'argile était consolidée en présence de benzène dans la boîte de cisaillement, la stabilisation du tassement étant repérée par un comparateur. Nous avons effectué parallèlement des essais identiques sur poudres d'argile consolidées en présence d'eau. Nous avons étudié l'influence de la durée de consolidation sur la résistance au cisaillement sur huit échantillons; pratiquement on ne constate pas de variation lorsque la durée de préparation est supérieure à 7 ou 10 jours; cette durée correspond d'ailleurs à la stabilisation des déformations de consolidation.

Nous avons effectué des essais de cisaillement sous la charge de consolidation et sous des charges différentes. Les figures 81 et 82 indiquent les résultats obtenus avec les poudres au benzène et l'argile remaniée normale, pour des essais de cisaillement sous la charge de consolidation. Les courbes intrinsèques passent évidemment par l'origine. Les angles de frottement interne au sens de Coulomb sont :

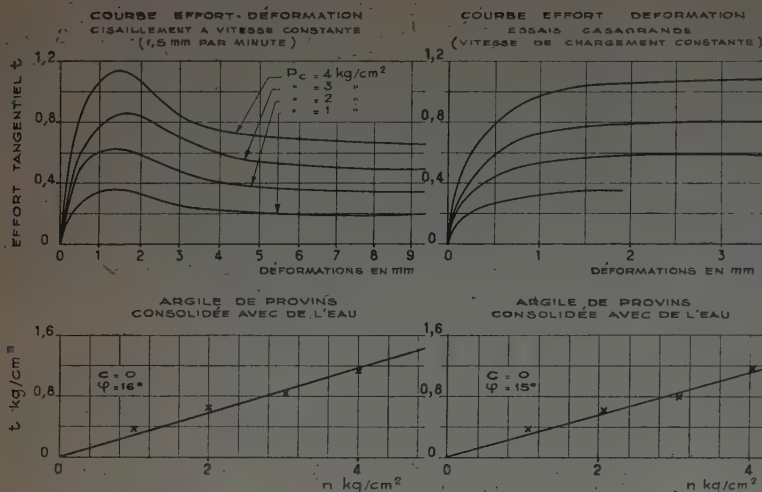


FIG. 81. — Cisaillement rectiligne sur argile de Provins reconstituée.

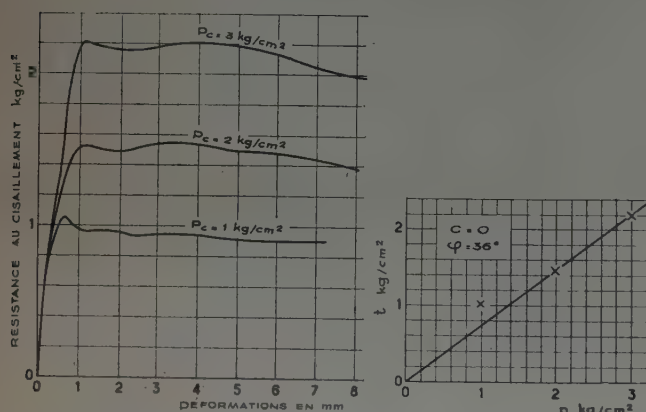


FIG. 82. — Argile de Provins consolidée avec du benzène. Cisaillement sous la pression de consolidation. Courbe effort-déformation. Cisaillement à vitesse constante (1,5 mm/mn).

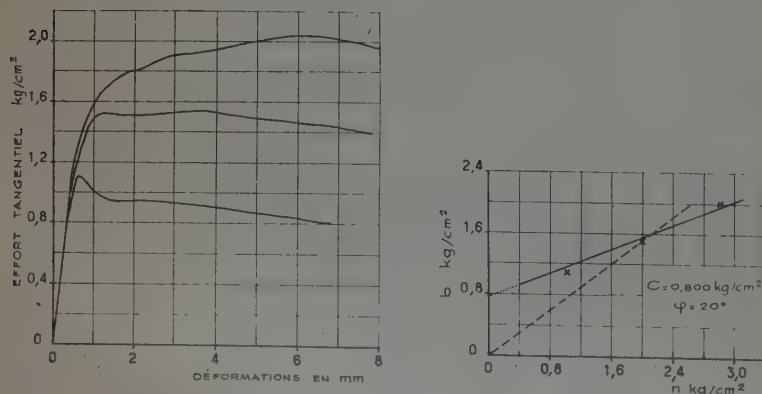


FIG. 83. — Poudre d'argile de Provins consolidée sous 2 kg/cm² avec du benzène. Cisaillement sous des pressions différentes de la pression de consolidation. Courbe effort-déformation. Cisaillement à vitesse constante (1,5 mm/mn).

Pour l'argile normale  $\varphi = 16^\circ$ ;  
Pour la poudre au benzène  $\varphi = 36^\circ$ .

Ils sont extrêmement différents.

Nous avons déjà indiqué les résultats des cisaillements d'argile sous des pressions différentes de la pression de consolidation ( $\varphi$  apparent nul). Dans le cas du matériau consolidé avec du benzène, le résultat est tout différent; la figure 83 indique la forme des courbes effort-déformation de cisaillement à vitesse constante, ainsi que la courbe intrinsèque apparente obtenue avec un matériau consolidé sous 2 kg/cm². La densité sèche correspondante était approximativement de 1,42, légèrement supérieure à celle d'une argile consolidée en présence d'eau sous 2 kg/cm². Les caractéristiques sont à peu près les suivantes :

$$c_a = 0,800 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\varphi_a = 20^\circ.$$

Ce résultat aussi est différent du précédent. Il semble, à première vue, en opposition avec la théorie générale des argiles avec liquide interstitiel, puisque les angles de frottement ainsi mesurés se rapprochent des valeurs intergranulaires précédemment déterminées. La présence du benzène ne semblant pas avoir entraîné de modifications, nous avons cherché si le coefficient de perméabilité de ces matériaux n'est pas différent de celui de l'argile de Provins.

#### B. — Mesure de la perméabilité des matériaux consolidés avec du benzène.

Le coefficient de perméabilité a été mesuré dans l'œdomètre qui permet un montage aisé. Nous avons trouvé pour K des valeurs variant de  $K = 5 \cdot 10^{-7}$  cm/s à  $K = 6,6 \cdot 10^{-7}$  pour un indice des vides voisin de 0,89. La perméabilité de l'argile de Provins naturelle dans les mêmes conditions varie de  $5 \cdot 10^{-10}$  à  $9,5 \cdot 10^{-10}$ , lorsque l'indice des vides varie de 0,81 à 0,92. On peut donc dire en gros que la circulation est environ mille fois plus facile lorsque le liquide interstitiel est du benzène au lieu de l'eau. Les résultats obtenus sont donc parfaitement explicables : nous les retrouverons à propos des limons. Dans le plan de cisaillement, le liquide interstitiel est sous pression; mais la circulation du liquide dans le matériau étant relativement facile et le liquide étant pratiquement incompressible, la pression interstitielle diminue rapidement et devient sans doute presque nulle, puisque les caractéristiques mesurées par l'essai direct sont de l'ordre de grandeur des valeurs intergranulaires déterminées précédemment.

La mesure du coefficient de perméabilité donne un autre renseignement extrêmement important. En effet, la diminution de la perméabilité ne peut s'expliquer par la seule différence de la viscosité des liquides interstitiels. Ces valeurs sont, en unités C. G. S. :

TEMPÉRATURE	VISCOSITÉ de l'eau	VISCOSITÉ du benzène
0°	0,018	0,009
20°	0,010	0,0065

Nous pouvons dire approximativement que la viscosité de l'eau est environ le double de celle du benzène. La différence de perméabilité doit être cherchée dans une autre cause qui ne peut être que la gaine d'eau solide et d'eau liée qui entoure la particule argileuse.



### C. — Conclusion des essais sur matériaux avec liquide interstitiel.

Les essais que nous venons de rapporter permettent donc d'interpréter les résultats obtenus dans le cas de l'argile de Provins et des poudres dans le cadre de la théorie générale exposée précédemment. Le rôle de l'eau interstitielle a été clairement mis en évidence; en particulier, l'importance de l'eau liée apparaît dans la mesure du coefficient de perméabilité. Cependant, nous ne pouvons dire que le matériau consolidé avec du benzène est analogue à une argile naturelle, car il n'a pas de structure préalable. Il est, en effet, à peu près évident que le benzène n'a pu créer entre les particules d'argile des liaisons moléculaires ou cristallines analogues à celles que peut créer l'eau.

### e) Étude du frottement grain sur grain dans des matériaux avec structure et liquide interstitiel.

#### A. — Substitution d'une eau de consolidation par du benzène.

Partant d'éprouvettes d'argile homogène et isotrope nous avons substitué du benzène à l'eau interstitielle de la façon suivante. Les éprouvettes sont plongées dans du benzène pur pendant une durée de 2 à 3 mois. Le benzène se combine lentement à l'eau interstitielle. L'existence d'un azéotrope, dont le point d'ébullition est situé vers 60° permet d'extraire l'eau interstitielle par distillation. Celle-ci est conduite lentement. L'examen du distillat permet de déterminer la quantité d'eau extraite de l'argile puisque le benzène et l'eau ne sont pas solubles en toute proportion. De même, la détermination des densités sèches et humides du matériau après distillation permet, grâce à la différence de densité de l'eau et du benzène, de reconnaître si l'argile est saturée en benzène ou non. Dans nos essais il restait environ 2 % d'eau interstitielle.

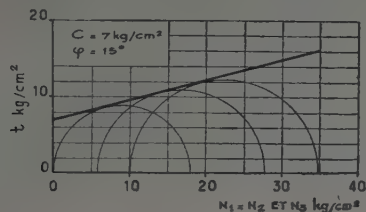


FIG. 84. — Essais triaxiaux sur argile de Provins, l'eau interstitielle étant remplacée par du benzène.

La détermination des caractéristiques mécaniques a été effectuée à l'appareil triaxial. La figure 84 indique les résultats obtenus; on peut donner comme valeur  $\phi = 15^\circ$ ,  $c = 7 \text{ kg/cm}^2$ . Ceci correspond à une très forte résistance qui est due à l'augmentation de compacité occasionnée par les phénomènes de retrait accompagnant le passage de l'interface eau-benzène dans l'éprouvette, pendant la substitution. L'orientation des plans de rupture n'est pas très nette; l'angle obtenu est nettement inférieur à  $45^\circ$  sans atteindre  $30^\circ$ ; en fait, l'examen de la surface de rupture montre que celle-ci n'est pas aussi parfaitement nette que dans le cas de l'argile ordinaire, et la présence d'un résidu aqueux à l'intérieur de l'échantillon permet de penser que le plan de cisaillement est composé de petites surfaces d'orientations différentes dont la direction moyenne sera comprise entre  $30^\circ$  et  $45^\circ$ . Si nous tenons compte de ce que, dans l'essai triaxial, le liquide interstitiel ne peut s'échapper hors de l'échantillon, il est normal de ne plus obtenir les caractéristiques intergranulaires; d'autre part, l'orientation des plans de rupture est conforme à la théorie, puisque la substitution du benzène à l'eau la fait varier de  $45^\circ$  aux alentours de  $35^\circ$ .

#### B. — Conclusions de l'étude du frottement intergranulaire.

Les essais que nous venons d'exposer forment un ensemble homogène et permettent d'interpréter correctement le phénomène physique de la nullité de l'angle de frottement interne intergranulaire de certaines argiles.

#### Résumons les résultats obtenus :

a)  $\rho = 45^\circ$  se rencontre avec des argiles minéralogiquement bien définies dont l'affinité avec l'eau est grande.

b) La poudre d'argile débarrassée d'eau se comporte comme un sable quant à l'orientation du plan de rupture. L'angle de frottement  $\phi$  obtenu par cisaillement direct ou triaxial (ligne A de la figure 54) correspond à cette orientation. L'hystérésis dans la poudre d'argile sèche provoque l'apparition d'un phénomène analogue à ce que l'on observe pour l'argile naturelle et la forme de la courbe intrinsèque de la poudre est voisine de celle de la figure 57. Les résultats sont analogues avec le cisaillement direct ou le cisaillement triaxial.

c) Les argiles sans eau et avec structures ont un angle de frottement interne (ou plutôt leur résistance augmente avec le fretage).

d) La poudre d'argile déshydratée et en présence de benzène pour les essais de cisaillement sous la pression de consolidation et pour les essais sous des charges différentes de la pression de consolidation, se comporte presque comme la poudre d'argile sèche pour les essais de cisaillement sous la charge de serrage statique ou sous des pressions normales différentes de la charge de serrage statique. La perméabilité de l'argile en présence de benzène est forte, ce qui montre qu'aucune liaison n'existe entre solide et liquide.

e) Lorsqu'on remplace la plus grande partie de l'eau interstitielle par du benzène, l'orientation du plan de rupture varie et devient inférieure à  $45^\circ$ .

Ces différents essais s'interprètent aisément à l'aide de la théorie générale que nous avons présentée au cours des précédents paragraphes.

Dans la mesure où il est possible de penser atteindre l'angle de frottement interne des particules argileuses par le frottement de poussières d'argile, les essais b) montrent que celui-ci est voisin de  $30^\circ$  et que l'orientation du plan de rupture correspond à cette valeur. Les essais d) et e) montrent que ce résultat est indépendant de la présence d'un liquide interstitiel; ce liquide étant un corps qui ne mouille pas les grains d'argile et par suite qui peut y circuler aisément, la théorie générale de l'apparition de la pression interstitielle  $u$  ne peut s'appliquer; ceci explique pourquoi nous n'avons pas obtenu un  $\phi_a$  nul dans les essais d) de cisaillement sous des pressions différentes de la pression de consolidation. Remarquons d'ailleurs que BISHOP et ELGIN [3] ont obtenu  $\phi_a = 0$  pour des sables en contrôlant la pression interstitielle  $u$  et il nous semble raisonnable d'admettre la validité de ce raisonnement dans le cas présent.

L'apparition de l'angle  $\rho = 45^\circ$  est donc liée à la présence de l'eau au voisinage de l'argile. Nous savons que ces deux corps présentent une grande affinité l'un pour l'autre et d'autre part les essais de perméabilité, d) nous montrent que la surface des grains d'argile immobilise en partie l'eau interstitielle. Il est donc normal d'admettre que l'eau isole les particules et que le frottement vrai entre grains est lubrifié par l'eau; nous sommes conduits ainsi à admettre que les grains d'argiles ne se touchent pas et que la relation :

$$\rho = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_v}{2}$$

correspond effectivement à un  $\phi_v$  nul.

Mais ce résultat est en contradiction avec la définition que nous avons donnée de  $\phi_v$  au paragraphe VI, puisque la courbe intrinsèque d'une pâte d'argile à la limite de liquidité est une droite passant par l'origine dont la pente n'est pas nulle. Ceci nous montre simplement que l'on ne peut pas isoler le frottement intergranulaire ni dissocier la cohésion et le frottement interne. Lorsqu'on consolide un échantillon on crée une certaine résistance au cisaillement; nous montrerons plus loin (paragr. IX g) qu'elle est peut-être liée au rapprochement des particules; la résistance ainsi obtenue est représentée par un point caractéristique et un seuil, sur la courbe intrinsèque; nous l'avons appelé M sur la figure 60. Ce point est indépendant de la partie inférieure de la courbe intrinsèque : on retrouve pour l'argile un phénomène analogue à celui qui a été présenté par M. KERISEL à propos de l'hystérésis dans les sables [26].

Les résultats obtenus dépassent ainsi le cadre des argiles où  $\rho = 45^\circ$ ; ils font apparaître un aspect très général de l'angle de frottement vrai  $\phi_v$ . On voit en particulier que le mot « vrai » ne correspond pas à un angle plus réel qu'un autre et ceci est dû à ce que les frottements intergranulaires, c'est-à-dire ayant lieu

effectivement entre particules de silicates complexes, sont, sans doute, extrêmement rares et que les actions de contact se transmettent par l'intermédiaire de l'eau interstitielle plus ou moins rigidifiée.

### f) Étude du retrait.

Nous venons de voir que le passage de l'interface eau-benzène entraînait un retrait appréciable de l'argile. Celui-ci est beaucoup moins important que lorsque le liquide interstitiel est de l'eau. Les compacités obtenues sont les suivantes :

Après passage de l'interface eau-air  $ds = 1,78$   
eau-benzène  $ds = 1,60$

La densité ainsi obtenue est indépendante de la forme de l'échantillon. Ainsi pour douze éprouvettes de 3,5 cm de diamètre et dont la hauteur variait de 2,1 cm à 8,7 cm, la densité est passée de 1,44 à  $1,76 \pm 0,01$  pendant le séchage. Cette augmentation de la densité correspondait à un retrait linéaire d'environ 6 % pour le diamètre et de 7 % pour la hauteur.

La densité ainsi obtenue est approximativement indépendante de la compacité initiale de l'argile naturelle (limite de retrait) dans le cas de la déshydratation par séchage à l'air. Nous pensons qu'il doit en être de même dans le cas de la substitution du benzène. Dans ces conditions, le facteur mécanique intervenant est la tension superficielle de l'interface. En introduisant un mouillant dans l'eau interstitielle, ce qui est très facile, on constate effectivement que le retrait est considérablement diminué. Ainsi, avec une bouillie d'argile, dont la teneur en eau était voisine de 200 %, la densité sèche après retrait était de 1,76 avec de l'eau pure; en réduisant des 2/3 la tension superficielle de l'eau, nous avons obtenu une densité sèche après retrait variant de 1,45 à 1,68 selon le mode de séchage, à l'air ou à l'étuve; le séchage à l'étuve a d'ailleurs sans doute partiellement détruit le mouillant organique utilisé (texaryl), ce qui peut expliquer la compacité plus élevée.

### g) Cohésion et compacité.

Au cours des essais qui ont été décrits dans le présent paragraphe, nous nous sommes trouvés en face d'un certain nombre de produits dont la densité sèche variait dans les grandes proportions. Nous pouvons citer :

- Les poudres cisailées sous des pressions normales faibles.
- Les argiles artificielles consolidées en présence d'eau ou de benzène (remarquons d'ailleurs que pour ces matériaux, les compacités, après consolidation sous la même charge, sont voisines).

- Les poudres sèches d'argile amenées à des densités voisines des précédentes par serrage statique; le serrage peut être uniforme ou non.

- Les matériaux secs à forte compacité, après le retrait provoqué par le passage d'un interface (eau-air, eau-benzène, mouillant).

Un certain nombre de constatations peuvent être faites; par exemple, ce qui paraît assez normal, nous pouvons établir une correspondance entre la pression de consolidation et le serrage statique permettant d'atteindre la même densité sèche. Nous avons déjà signalé que, pour  $ds = 1,47$ , nous avons  $P_c = 4 \text{ kg/cm}^2$  et un serrage statique de  $25 \text{ kg/cm}^2$  environ. De même, nous observerons que les mêmes compacités sont atteintes pour des valeurs voisines de la pression statique, à la dispersion près, lorsque le serrage est unidirectionnel ou uniforme. Nous pouvons donc tracer une courbe donnant la relation entre la compacité et le serrage (fig. 85). Nous remarquerons, par la même occasion, que les forces statiques équivalentes à celles qui peuvent provoquer les densités sèches après retrait sont extrêmement élevées; des forces de cet ordre devant être exercées sur les particules solides par l'eau interstitielle, celle-ci doit être soumise dans l'argile à des tensions très fortes; nous en reparlerons au prochain paragraphe.

Nous pouvons ensuite établir une relation entre la résistance au cisaillement et la compacité. Nous avons déjà signalé que pour les essais de cisaillement direct, la fragilité du plan de rupture donnait une certaine dispersion des résultats. Il semble

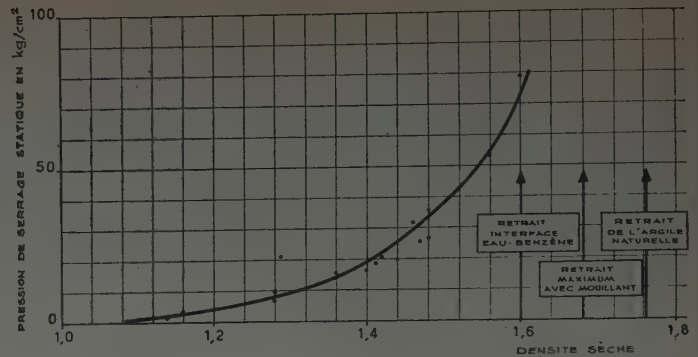


FIG. 85. — Relation entre la densité sèche et la pression de serrage.

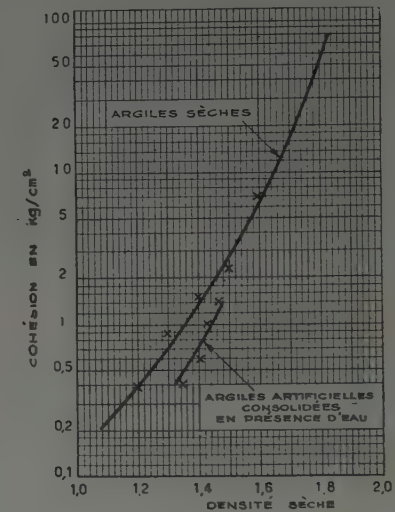


FIG. 86. — Relation entre la cohésion au sens de Coulomb et la densité sèche.

plus indiqué de comparer les résistances en compression simple (fig. 86). Ceci revient donc à comparer des valeurs voisines de celles de la cohésion prise au sens de Coulomb. Il est évidemment difficile de comparer la cohésion de corps dont le frottement est, soit nul, soit important, d'autant plus que les essais sur les matériaux où  $\rho = 45^\circ$  ont bien montré qu'il est difficile de séparer  $\phi$  et  $c$ , et qu'il est au contraire plus normal de parler globalement de résistance au cisaillement. Cependant, cette comparaison est utile, même à titre d'ordre de grandeur. Nous constatons, en particulier, que la cohésion des poudres comprimées est voisine et même supérieure à celle des argiles consolidées ayant même compacité. Il apparaît alors un aspect inhabituel de la cohérence des corps. Celle-ci semble être due en grande partie, aux liaisons moléculaires qui apparaissent entre particules rapprochées par le frittage ou par tout autre moyen; l'eau interstitielle ne paraît pas ajouter à cet édifice de liaisons supplémentaires, comme il est souvent admis, mais peut-être même, elle en détruit certaines, puisque la cohésion de l'argile naturelle est plus faible. On peut chercher d'autres critères; en particulier si on range par dureté croissante les échantillons de poudre compactée, d'argile séchée après retrait, en présence ou non de mouillant, le classement sera fait dans l'ordre des densités croissantes; malheureusement, cette méthode ne permet pas de comparer une argile sèche et une argile humide, l'une étant fragile et l'autre plastique.

Enfin, la forme générale des courbes efforts-déformations dans les essais triaxiaux mérite une mention particulière : la figure 87 indique un faisceau de courbes obtenues dans les essais triaxiaux sur argile; on constate qu'elles sont extrêmement voisines. La



figure 88 indique les résultats obtenus dans les essais triaxiaux sur poudre compressée; on peut distinguer des formes différentes, depuis la rupture fragile jusqu'aux déformations plastiques.

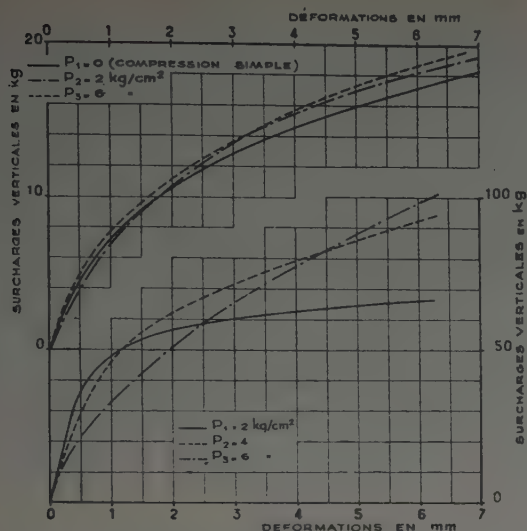


FIG. 87. — Courbes effort-déformation d'essais triaxiaux sous différentes pressions latérales sur l'argile de Provins consolidée sous 3 kg/cm².

FIG. 88. — Courbes effort-déformation d'essais triaxiaux sous différentes pressions latérales sur poudres compressées sous 10 kg/cm².

Le même résultat est obtenu dans l'essai de cisaillement direct (cf. courbes de déformation de la figure 83). Ceci confirme les notions établies théoriquement : les contraintes effectives dans les essais de cisaillement d'argile sont indépendantes des pressions normales totales, l'excédent de l'effort étant supporté par l'eau interstitielle. Ceci souligne encore l'intérêt de la mesure des pressions interstitielles.

## X. — PRESSION DES PORES

### a) Mesure de la dépression de l'eau interstitielle dans un échantillon d'argile sans contraintes extérieures.

#### A. — Tension de l'eau interstitielle.

Le schéma de l'argile exposé au paragraphe IV nous a conduits à admettre que l'eau interstitielle est soumise à une pression négative égale à  $-P_c$ . Cette pression de consolidation peut être supérieure à une atmosphère, l'eau interstitielle étant en présence de particules très divisées, on peut penser qu'elle se vaporiserait. Il semble qu'il n'en soit rien.

L'existence de liquides soumis à des pressions négatives ne fait plus de doute à l'heure actuelle. Les expériences de DONNY par augmentation de la température à pression constante ont permis de soumettre l'eau à une dépression de 3 atmosphères. Les essais de BERTHELOT (1850) utilisant la différence des coefficients de dilatation de l'eau et du verre ont permis d'atteindre  $-60$  atmosphères. De la même façon avec l'éther, BERTHELOT estimait avoir atteint  $-150$  atmosphères. En 1892, WORTHINGTON mesure le coefficient d'extension de l'alcool éthylique et le trouve voisin du coefficient de compressibilité. En 1911, MEYER atteint  $-100$  atmosphères pour l'éther enfermé dans un manomètre en verre. Un autre procédé plus délicat consiste à augmenter avec précaution la hauteur de la colonne d'un tube barométrique. Si on utilise des liquides propres et soigneusement dégazés, les essais sont concluants. DONNY, vers 1840, a mis ce phénomène en évidence avec un manomètre à acide sulfurique. Plus récem-

ment, LEDUC et SACERDOTE [31] ont soumis de l'eau enfermée dans la chambre d'un baromètre à mercure à une dépression de  $-90$  cm de mercure.

Il est possible d'évaluer la pression interne : dans l'équation de Van der Waals

$$\left(p + \frac{a}{v^2}\right)(v - b) = RT$$

le terme  $\frac{a}{v^2}$  représente une pression interne  $\pi$  telle que  $p + \pi > 0$ ; cette pression interne est due aux forces moléculaires. D'après les essais cités par E. DARMOIS [13] l'ordre de grandeur de  $\pi$  est par exemple, de plusieurs milliers d'atmosphères pour l'éther, pour les faibles valeurs de  $p$ . Il est donc possible d'atteindre pour  $p$  des valeurs négatives considérables.

Dans un autre ordre d'idée, nous avons vu au paragraphe précédent que les forces statiques de serrage correspondant aux densités sèches atteintes par le retrait de l'argile étaient extrêmement fortes et que la tension de l'eau interstitielle devait être du même ordre de grandeur. De même l'existence d'une pression de gonflement, supérieure à 1 kg/cm² est due à la pression négative de l'eau interstitielle. Il importe d'ailleurs de remarquer que cette eau doit jouir de propriétés particulières dans l'argile, puisque les chocs ou les vibrations ne font pas disparaître l'état de tension, à l'encontre de ce que l'on observe dans les autres essais : la tension de l'eau interstitielle est un phénomène stable.

#### B. — Mesure directe.

Dans les hypothèses faites au paragraphe IV, la mesure de la dépression de l'eau est une mesure de la pression de consolidation. Pour mesurer cette dépression, il faut utiliser des manomètres qui perturbent le moins possible le milieu; en particulier, la variation de volume du liquide doit être très faible.

Pour cette mesure, nous avons appliqué la loi de Mariotte à une bulle d'air enfermée dans un tube capillaire (fig. 89). Le capillaire est extrêmement fin; la masse d'eau est de l'ordre de quelques milligrammes par mètre et la chambre a un volume tel que sa variation de longueur soit égale à quelques millimètres. Nous avons ainsi un manomètre dont la variation de volume atteint  $10^{-6}$  cm³. Le manomètre est étalonné après l'essai, ce qui permet d'éviter les corrections de température. La méthode indiquée est utilisable dans les échantillons lorsque la dépression capillaire ne dépasse pas l'atmosphère. Il est nécessaire aussi que la courbe de retour du diagramme oedométrique soit suffisamment inclinée pour que la variation de l'indice des vides correspondant au volume d'eau entré à l'intérieur de l'éprouvette, n'entraîne pas une variation de la pression qui ne soit pas négligeable. C'est ce qui se produit par exemple avec un limon lorsque les tubes manométriques ne sont pas suffisamment fins.

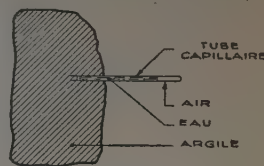


FIG. 89. — Manomètre capillaire.

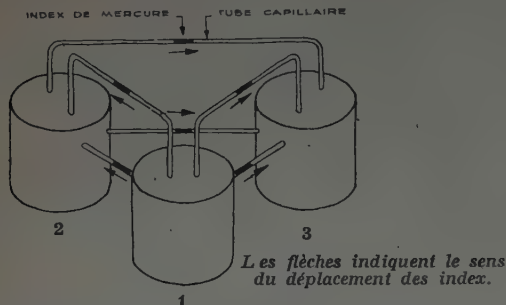
Nous avons utilisé cette méthode sur des échantillons de vases, ainsi que sur des argiles molles.

Il faut prendre des précautions spéciales pour ne pas permettre qu'une bulle d'air forme bouchon à l'origine du tube. L'équilibre est atteint en 2 ou 3 jours et nous avons ainsi mesuré des dépressions dans le domaine (0,  $-1$  kg/cm²).

#### C. — Mesure indirecte.

Pour mesurer les dépressions inférieures à l'atmosphère, nous avons eu recours à une autre méthode. Un tube capillaire, rempli d'eau soigneusement dégazée, ouvert aux deux extrémités, permet de réaliser un pont entre les liquides interstitiels de deux échantillons différents. Un index de liquide coloré ou de mercure, permet de suivre le sens de l'écoulement, c'est-à-dire de reconnaître quel est le liquide qui est soumis à la plus forte dépression (fig. 90); lorsque le pont a été mis en place on protège soigneusement les échantillons contre l'évaporation en les enrobant de paraffine, ou de graisse silicone car l'essai peut durer plusieurs jours et nous avons vu au paragraphe précédent que le séchage peut provoquer des dépressions interstitielles élevées. Si un échantillon naturel est mis ainsi en relation avec d'autres échantillons dont on connaît les pressions de consolidation, on peut encadrer celle du matériau avec l'approximation désirée. Si

l'essai est prolongé une quinzaine de jours, le liquide du pont finit par « éclater » en un ou plusieurs points; nous avons vu de même, l'index de mercure se séparer en plusieurs parties. Ceci est certainement dû à un dégazage imparfait ou à la présence de poussières dans le ou les liquides du pont provoquant la vaporisation de l'eau ou celle du mercure. Si nous envisageons un matériau tel que la dépression capillaire mesurée par la méthode



Pression de consolidation : Échantillon 1 : 2 kg/cm<sup>2</sup>;  
 — — — Échantillon 2 : 3 kg/cm<sup>2</sup>;  
 — — — Échantillon 3 : 4 kg/cm<sup>2</sup>.

FIG. 90. — Ponts capillaires.

directe soit voisine de  $-1 \text{ kg/cm}^2$  la présence d'une circulation dans un pont capillaire vers un autre échantillon plus consolidé indique que la dépression interstitielle du second est inférieure à  $-1 \text{ kg/cm}^2$ . En effet, une différence de pression doit exister; elle sera égale à la perte de charge du liquide dans le pont, en particulier à travers l'argile située aux extrémités du capillaire. On rejoint ainsi les conclusions du paragraphe A ci-dessus.

#### b) Mesure de la pression interstitielle dans un échantillon d'argile soumis à des contraintes extérieures.

##### A. — Compression simple.

En utilisant la méthode directe, nous avons mesuré les variations de pressions de l'eau interstitielle d'un échantillon d'argile soumis à des charges statiques différentes, en attendant chaque fois la stabilisation. La figure 91 indique les variations de pression en fonction du temps obtenues avec une argile naturelle très molle. Cette figure montre que l'essai est relativement fidèle. La variation de la pression interstitielle est ici de l'ordre de grandeur de la surcharge, légèrement inférieure. Avec d'autres surcharges et d'autres argiles nous avons obtenu des résultats différents. Cette méthode peut donner des renseignements intéressants pour l'évolution de  $u$  pendant le chargement. Pour obtenir la valeur  $u$ , à la rupture, il ne sera évidemment possible que d'extrapoler les résultats obtenus avant la rupture. Il n'est pas évident que cette extrapolation soit légitime.

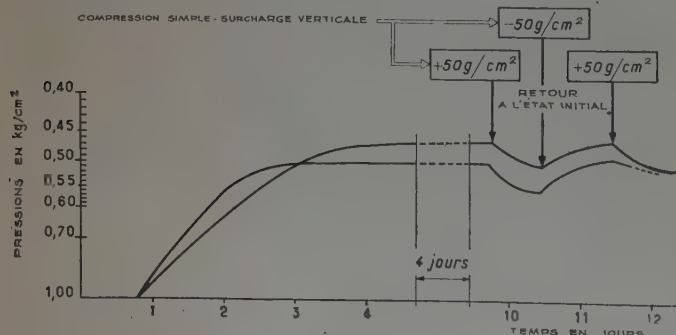


FIG. 91. — Évolution de la pression mesurée par les manomètres capillaires en fonction du temps. Argile naturelle molle K # 10<sup>-3</sup> cm/s. Surface de l'échantillon : 20 cm<sup>2</sup>.

#### B. — Cisaillement.

Nous avons utilisé la même méthode pour les essais de cisaillement direct avec de l'argile de Provins. Les manomètres capillaires sont introduits dans le plan de cisaillement à des profondeurs variables de façon à essayer de nombreux points. On constate évidemment que la pression de l'eau interstitielle est nulle au début de l'essai. Nous imposons alors un cisaillement  $t$  inférieur à la charge de rupture. Nous n'avons pas réussi à détecter des variations de pression dans les manomètres dans le cas de l'argile de Provins. Quelles que soient les précautions prises, il est bien évident que ce mode de mesure de  $u$  donne une valeur trop faible dans l'essai de cisaillement direct : d'une part, la mesure perturbe la valeur de  $u$ ; d'autre part, les contraintes de cisaillement ne sont pas uniformes dans l'échantillon et la rupture est progressive; enfin, il est nécessaire d'attendre la stabilisation du manomètre, ce qui permet certainement une stabilisation de la pression dans l'échantillon, c'est-à-dire que le liquide interstitiel s'échappe du plan de glissement. Ceci explique peut-être l'échec de la méthode dans le cas du cisaillement rectiligne.

Les essais décrits dans ce paragraphe sont peu nombreux : huit ponts environ et près de soixante manomètres capillaires ont été utilisés. Par suite, nous ne pouvons pas donner la variation continue de  $u$  jusqu'à la rupture. Enfin, nous n'avons pas encore effectué de mesures de ce genre pour les essais triaxiaux. Ce mode expérimental semble être cependant assez commode et doit pouvoir donner des résultats intéressants.

#### XI. — INFLUENCE DE LA CONTRAINTE PRINCIPALE MOYENNE

D'après la théorie de Mohr, la contrainte principale moyenne n'a pas d'influence sur la résistance au cisaillement. De nombreux auteurs ont douté de ce fait sans avoir de confirmation expérimentale précise. Ainsi TAYLOR [55] pense que la résistance au cisaillement dépend un peu de la contrainte intermédiaire : en particulier si celle-ci varie de la plus petite à la plus grande des deux autres contraintes principales, la valeur de l'angle de frottement diminuerait progressivement d'environ 10 %.

Nous avons cherché à obtenir une base expérimentale par des essais triaxiaux et des essais de torsion, comme nous l'avons fait dans le cas des sables. Les résultats sont assez différents de ceux que nous avons obtenus précédemment.

Nous avons indiqué (paragr. VIII b) que les essais triaxiaux donnent la même valeur de la résistance au cisaillement lorsque la contrainte intermédiaire est égale à la plus forte ou à la plus faible des contraintes principales. Les résultats exposés au paragraphe VIII permettent d'expliquer pourquoi les résultats de l'essai de traction simple sont, en général, plus faibles que ceux de l'essai de compression simple, puisque les angles des courbes intrinsèques apparentes, au lieu d'être rigoureusement nuls ne le sont pas tout à fait au voisinage de l'origine, l'angle  $\phi_0$  correspondant aux essais avec allongement étant le plus grand (fig. 71). En fait, pour une argile saturée et isotrope, les résultats obtenus en striction ou en compression triaxiale sont extrêmement voisins.

Pour étudier le domaine où la contrainte moyenne varie entre les contraintes extrêmes, nous avons utilisé les essais de torsions. Nous n'avons pas effectué de torsion sous étrointes, puisque les essais sans nouvelle consolidation de l'argile donnent les mêmes résultats ( $\phi$  apparent nul). Les essais ont donc été effectués à la pression atmosphérique en exerçant un couple d'axe parallèle à l'axe de l'éprouvette et en superposant différents états de contraintes de compression, parallèlement à l'axe de l'échantillon. La surface de l'éprouvette était simplement graissée de façon à éviter le risque d'une dessiccation éventuelle. Nous avons aussi cherché à imposer le plan de rupture soit par entaille dans un plan de section droite, soit en diminuant à l'extrême la hauteur libre de l'éprouvette, c'est-à-dire en aboutissant au cisaillement par torsion classique.

Nous avons interprété les résultats dans l'hypothèse de la plasticité parfaite, comme dans le cas des sables. Une série d'essais sur des éprouvettes dont le diamètre a varié de 1 cm à 3,5 cm a été effectuée pour vérifier si la valeur de la résistance au cisaillement ainsi calculée est indépendante du rayon de



l'éprouvette; la valeur trouvée étant constante à 2 % près, le mode de calcul est correct.

Ces essais de torsion ont été effectués avec l'argile de Provins à différentes pressions de consolidation; les résultats sont extrêmement bien groupés et les valeurs trouvées sont très peu dispersées avec une argile donnée. La figure 92 résume l'ensemble d'une série d'essais effectués. Les cercles de Mohr représentés sur cette figure sont tracés en fonction des contraintes totales et non des contraintes effectives; la figure 93 est déduite de la précédente et indique la variation du diamètre du cercle de Mohr en fonction de la position de la contrainte moyenne totale; les résultats sont tout à fait différents de ceux des sables et font penser que l'interprétation au moyen du cercle de Mohr des contraintes totales n'est pas valable; en effet, il est difficile de raccorder la partie centrale de la courbe aux points situés sur les axes  $\lambda = 0$  et  $\lambda = 1$ . Il est d'autre part, impossible de prolonger expérimentalement la partie centrale de la courbe, car la surcharge verticale admissible est limitée à la résistance en compression simple, c'est-à-dire, ici à  $0,68 P_c$  environ.

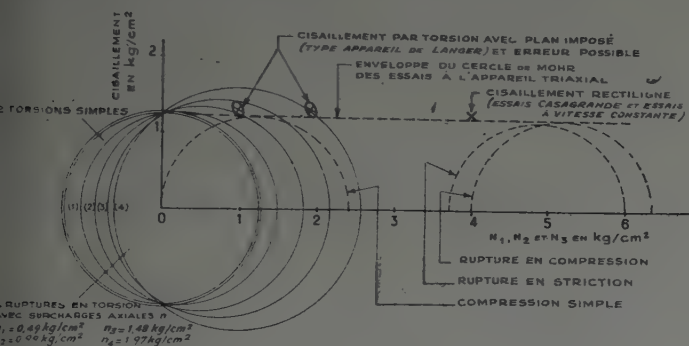


FIG. 92. — Étude des différents modes de rupture de l'argile. Argile de Provins consolidée sous  $4 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\alpha = 30,3 \%$ .

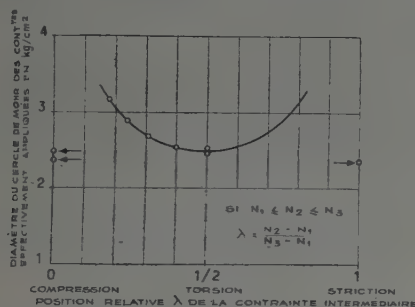
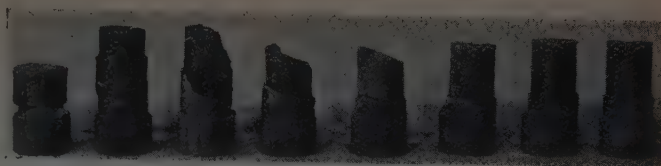


FIG. 93. — Influence de la contrainte moyenne dans le cas de l'argile de Provins.

En fait, la figure 92 montre clairement que la valeur du couple provoquant la rupture est pratiquement indépendante de la charge axiale; la valeur du cisaillement est, en effet, représentée par l'ordonnée des points où le cercle de Mohr de torsion coupe l'axe des cisaillements puisque ici, la contrainte totale moyenne est nulle, ou plutôt égale à la pression atmosphérique. Cette valeur est égale à celles qui sont obtenues par cisaillement direct ou par torsion, ainsi qu'à celle qui est donnée par l'essai de torsion avec entaille sur éprouvette chargée verticalement. Enfin, elle est égale à l'ordonnée du point le plus haut du cercle de Mohr de compression ou de striction. Dans le cas de l'argile de Provins, comme nous l'avons vu au paragraphe IX, l'ordonnée de ce point correspond au cisaillement associé au plan de glissement incliné à  $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} = 45^\circ$  par rapport à la plus grande contrainte, c'est-à-dire, comme nous l'avons vu au paragraphe 7, au cisaillement du seul point représentatif du cercle de Mohr des contraintes totales.

Enfin, l'orientation des plans de rupture varie avec la charge axiale; la figure 94 représente une série d'éprouvettes rompues



Plan imposé | Entaille | 4 torsions avec surcharge verticale | 2 torsions simples

FIG. 94.

par torsion; l'augmentation de l'inclinaison des surfaces de glissement par rapport à l'horizontale en fonction de la charge axiale est très visible. En particulier, pour la torsion simple, les directions principales font un angle de  $45^\circ$  avec la verticale, la surface de rupture est alors plane et normale à l'axe de l'éprouvette.

## XII. — LIMITES D'UTILISATION DU SCHÉMA DE L'ARGILE

Les hypothèses faites au paragraphe IV ne sont pas toujours vérifiées. Nous allons étudier, pour terminer, l'influence d'une saturation imparfaite et celle de l'anisotropie des matériaux. Ce sont, en effet, les perturbations dont les conséquences sont les plus importantes.

### a) Matériaux non saturés.

Certains sols naturels sont parfois assez loin de la saturation parfaite; la teneur en air ainsi observée peut être due au dégazage de l'eau interstitielle dans certaines conditions géologiques, ou à la fermentation organique au sein de la masse; les gaz ainsi formés sont emprisonnés dans le matériau.

La présence d'un gaz à l'intérieur de l'argile modifie la répartition des contraintes; les essais rapides sont alors effectués dans des conditions intermédiaires à celles des essais ne permettant aucun écoulement du liquide interstitiel, et celles des essais où la pression interne est nulle, puisqu'il existe une phase compressible. La masse du gaz étant limitée, cet effet est de moins en moins sensible lorsque la pression extérieure croît. La figure 95 indique l'aspect de la courbe intrinsèque apparente obtenue avec de tels matériaux. Il serait des plus important de vérifier, par des mesures directes de  $u$ , les relations entre la pression totale et la pression interstitielle dans ces matériaux; en effet, la loi de Mariotte ne peut s'appliquer qu'en tenant compte de la pression interne des bulles gazeuses dues à la tension superficielle de l'interface. De plus, les phénomènes de dissolution de l'air dans l'eau, ainsi que le dégazage sont des équilibres demandant un certain temps pour s'établir. Ceci complique encore le phénomène physique. La présence de l'air permet une détente de l'échantillon lors du prélèvement; la figure 96 indique les diagrammes oedométriques d'argiles artificielles consolidées sous différentes charges; nous constatons aisément que les pressions de consolidation déterminées sur ces diagrammes par les méthodes graphiques classiques sont nettement inférieures à la pression réellement exercée. Rappelons que la teneur en air de ces matériaux est voisine de 2 %. Il en sera de même pour les échantillons naturels non saturés prélevés à grande profondeur.

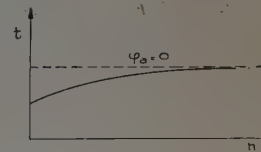


FIG. 95. — Courbe intrinsèque apparente des argiles non saturées.

Cette détente est particulièrement sensible dans l'essai de compression simple. En l'absence de frottement on voit se former pendant l'essai, de minuscules fissures verticales sur l'échantillon. L'éprouvette ne forme plus alors une unité et la rupture est en fait une rupture progressive; la diminution de résistance correspondante s'ajoute à celle qui est due à la diminution des contraintes intergranulaires occasionnée par la présence d'air.

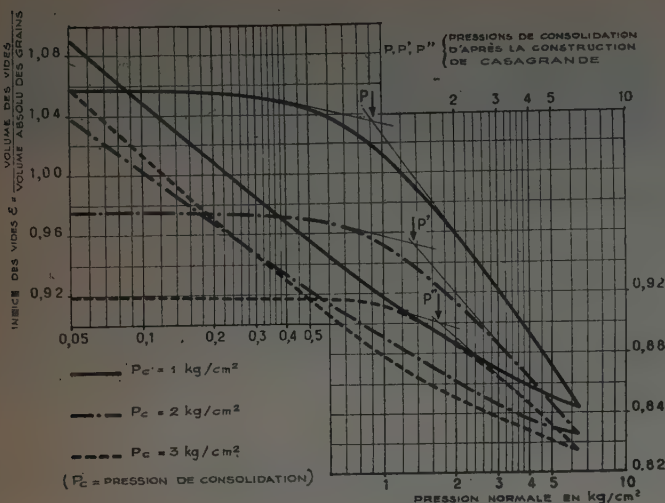


FIG. 96. — Essai de compressibilité.  
Argile de Provins préparée à partir de poudre.

## b) Anisotropie.

Nous avons déjà signalé l'existence de l'anisotropie des sols naturels. Sur les argiles artificielles, nous avons aussi constaté différentes valeurs de la résistance au cisaillement; la résistance en compression simple était, en général, plus élevée dans la direction perpendiculaire au sens de la consolidation, c'est-à-dire l'inverse de ce que l'on observe le plus fréquemment dans les échantillons naturels.

Ce résultat est intéressant dans le cas de l'argile de Provins. La figure 97 représente une éprouvette prélevée horizontalement; après l'essai, l'orientation du plan de rupture dans l'espace est telle que le plan qui lui est perpendiculaire, issu du grand axe de la section elliptique de l'éprouvette, est vertical. Ce résultat est systématique. Dans ces conditions les plans de rupture des éprouvettes verticales et horizontales sont parallèles; avec de l'argile de Provins les sections des deux éprouvettes par les deux plans de glissement sont confondues puisque  $\rho = 45^\circ$ . Seul le sens de

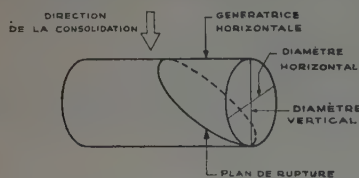


FIG. 97. — Éprouvette prélevée perpendiculairement à la direction de la consolidation.

la déformation varie : au déplacement relatif d'une compression sur éprouvette horizontale correspond celui d'une traction sur éprouvette verticale (fig. 98). On doit donc s'attendre à trouver une différence entre les essais avec raccourcissement ou allongement des éprouvettes lorsque le matériau est anisotrope. Nous

avons effectivement mis ce fait en évidence; dans certains cas la résistance en striction est de 20 à 30 % supérieure à la résistance en compression.

L'origine de l'anisotropie des échantillons artificiels peut s'expliquer simplement : l'argile en poudre est d'abord soumise au gonflement dû à l'absorption brutale de l'eau; pour soulever la charge de consolidation, elle prend appui sur la paroi fixe du cylindre où elle est enfermée et sur laquelle elle exerce une pression très élevée, puisqu'elle doit vaincre la charge statique imposée ainsi que les actions de contact au sein de la masse. Cette pression latérale diminue ensuite peu à peu et on constate effectivement qu'au bout d'un temps suffisamment long, de l'ordre de 3 ou 4 mois, les échantillons sont le plus souvent isotropes.

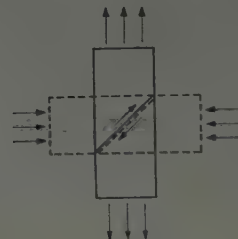


FIG. 98. — Déplacements comparés dans les essais de compression ou de striction sur des éprouvettes orthogonales dans le cas où  $\rho = 45^\circ$ .

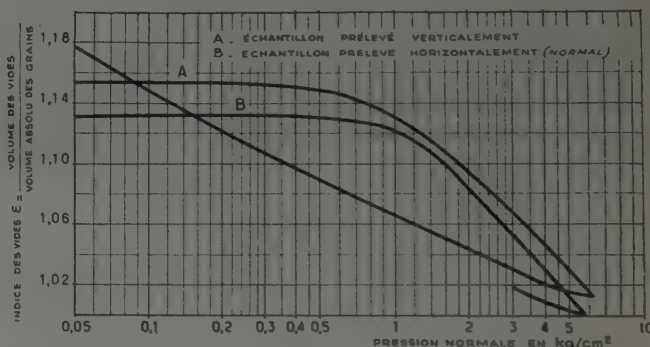


FIG. 99. — Essai de compressibilité. Argile de Provins préparée à partir de poudre. Pression de consolidation : 3 kg/cm².

Si les pressions statiques de mise en place sont différentes dans les deux directions, la variation de résistance mécanique doit pouvoir être mise aussi en évidence par le diagramme oedométrique. Sur la figure 99, en plus de la détente, sans doute provoquée par l'air interstitiel, nous remarquons que les diagrammes sont différents; cette figure correspond à un matériau légèrement plus résistant dans le sens vertical que dans le sens horizontal.

Remarquons enfin que l'on rencontre fréquemment dans la nature des argiles et des marnes dont les diagrammes oedométriques sur échantillons prélevés orthogonalement sont peu différents et dont les caractéristiques mécaniques sont voisines. Nous voulons simplement attirer l'attention sur le fait que les essais de ruptures en striction fournissent un critère commode pour apprécier l'anisotropie mécanique d'échantillons saturés naturels.



## CHAPITRE III

## RÉSISTANCE AU CISAILEMENT DES LIMONS

## I. — GÉNÉRALITÉS

Les limons forment la troisième grande catégorie de sols que nous avons étudiés. Ces matériaux sont caractérisés par les dimensions de leurs grains, situées entre celles des argiles et celles des sables. La granulométrie de ces matériaux est le plus souvent assez étendue; ils contiennent parfois du sable fin et leur teneur en argile peut atteindre 30 %. L'étude des limons se justifie par leur extension à la surface de nombreuses régions. Les problèmes de mécanique du sol posés par ces matériaux sont généralement relatifs aux digues et talus en terre.

Indépendamment des trois catégories envisagées (sable, argile, limon), il existe des matériaux naturels différents. On trouve, en effet, soit des sols intermédiaires des précédents (limon sableux, limon argileux), soit nettement différents. Dans le premier cas, les propriétés mécaniques seront intermédiaires de celles des sols voisins et l'essentiel en aura été exposé ici. Dans le second cas, les propriétés mécaniques seront peut-être tout à fait différentes : elles nécessiteront pratiquement dans chaque cas une étude spéciale (vases organiques, tourbes, sables micacés, sols stratifiés, argiles fissurées...).

Nous avons étudié des matériaux naturels, artificiels et spéciaux.

Dans les matériaux naturels, citons les limons d'Orly, de Nancy, de Recurt, dont la composition et les propriétés sont très voisines. La figure 100 donne l'analyse granulométrique du limon d'Orly. Les limites d'Atterberg varient d'un prélèvement à l'autre, comme nous l'avons déjà signalé pour l'argile de Provins. Dans le cas du limon d'Orly nous avons trouvé :

Limite de liquidité .....	de 43 à 33 %
Limite de plasticité .....	de 17,5 à 19 %
Indice de plasticité .....	de 25,5 à 14

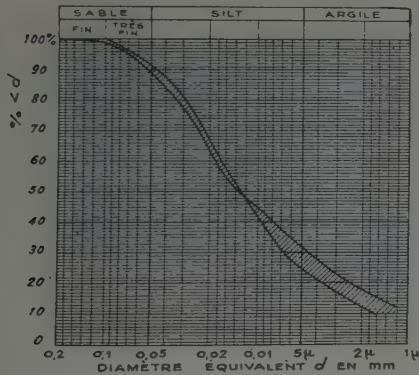
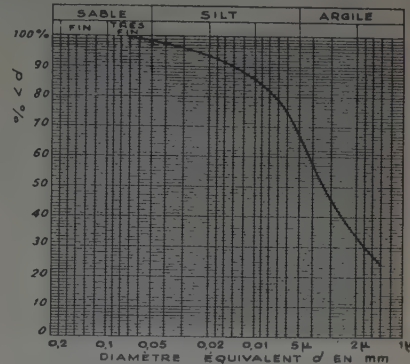


FIG. 100. — Limon d'Orly. Analyses granulométriques.

Dans les matériaux artificiels, citons les limons d'Orly et de Nancy préparés par la méthode des poudres, déjà exposée au chapitre précédent, ou préparés par consolidation à partir d'une pâte dont la teneur en eau est voisine de la limite de liquidité. Citons enfin pour mémoire les matériaux préparés par compactage (méthode Proctor), ou par serrage statique, ces deux derniers modes de préparation donnent une dispersion des résultats assez importante et se prêtent mal à une recherche précise [20].

Les matériaux spéciaux que nous avons utilisés étaient composés de silice finement divisée; nous avons étudié des produits siliceux de granulométrie très différente, allant du sable grossier jusqu'aux poudres de silice dont les dimensions de grain sont voisines de celles des particules d'argile. Les propriétés de ces produits n'ont que peu de rapport avec celles des argiles et sont cependant très éloignées de celles des sables. La figure 101 indique

la granulométrie d'un de ces produits, ainsi que les limites d'Atterberg correspondantes que l'on parvient à déterminer difficilement à cause de la forte dilatation cubique présentée par la pâte de silice lorsque celle-ci est déformée. La poudre étant saturée, les ménisques extérieurs empêchent l'eau de pénétrer à l'intérieur; cette résistance à l'augmentation de volume reporte des contraintes sur les grains de silice et la pâte résiste aux déformations : ceci rend délicat la détermination de la limite de liquidité. Ce phénomène correspond à ce que les Anglais désignent par le terme « dilatancy » et non à un effet thixotropique comme il s'en produit avec les suspensions de silice colloïdale [47].



L. L. = 130 % Angle de frottement interne  
L. P. = 130 % (consolidé en présence d'eau)  $\varphi = 24^\circ$   
I. P. = 0

FIG. 101. — Analyse granulométrique de poudre de silice. Porosil N. D. A. 102 (Diatomite broyée).

Nous avons étudié un limon en provenance de Dakar qui était un sol naturel de ce type. Ces matériaux mettent en évidence des propriétés mécaniques différentes de celles des sols ordinaires, dues à la faible mouillabilité des particules de silice. Prenons par exemple le cas du retrait; avec la silice très divisée (fig. 101) nous obtenons à partir d'une pâte liquide dont la densité sèche initiale est  $d_s = 0,31$ , une densité sèche très faible, après retrait,  $d_s = 0,42$ . Si nous introduisons un mouillant dans le liquide interstitiel, la densité après retrait varie avec la proportion de mouillant. Nous avons obtenu le résultat suivant avec du Texaryl.

TENEUR EN TEXARYL du liquide interstitiel	DENSITÉ SÈCHE après retrait
0	0,42
0,2 %	0,38
2 %	0,37
Saturation.	0,46

Dans le cas envisagé, pour des teneurs en mouillant supérieures à 0,25 % la tension superficielle reste pratiquement constante et voisine du tiers de celle de l'eau pure.

Comme dans le cas de l'argile de Provins, la diminution de la tension superficielle entraîne celle des forces de serrage pendant la dessiccation. Par contre, lorsque la teneur en Texaryl est suffisante pour que le liquide interstitiel puisse mouiller effectivement les particules, la compacité augmente; il est bien évident que pour obtenir ce résultat il faut introduire une très grande quantité de mouillant pour former un film sur tous les grains de silice, c'est-à-dire sur une surface très grande, étant donné l'état de division de la poudre. C'est bien ce que nous avons constaté.

Il est certain que la fraction silteuse des limons contient fréquemment de la silice; dans ces conditions, l'eau interstitielle ne se comporte pas de la même façon au voisinage des particules de silice qu'au voisinage de l'argile dont la faculté de mouillage est supérieure.

## II. — RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DES LIMONS

### a) Généralités.

Le limon a souvent été assimilé à un béton dans lequel la fraction argileuse joue le rôle du liant. Cette comparaison peut être utile, à condition de ne pas perdre de vue le caractère plastique de ce liant. Si nous étudions, par exemple, un mortier de sable et plâtre (fig. 102), c'est-à-dire à liant fragile, nous obtenons des résultats voisins de ceux qui ont été trouvés par plusieurs auteurs pour le mortier de ciment et le béton [48] [53]: l'enveloppe des cercles de Mohr de rupture est une courbe parabolique et non plus une droite.

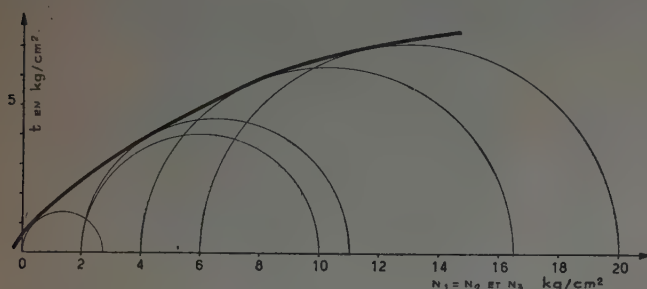


FIG. 102. — Essais triaxiaux sur mortier (Sable, 10 % de plâtre). Essais de compression.

Comme pour les argiles, la courbe intrinsèque des limons remaniés et cisailés sous la charge de consolidation est une droite passant par l'origine. Nous obtenons ainsi, au sens de Coulomb,  $c = 0$  et  $\varphi$ . Le coefficient de perméabilité des limons est beaucoup plus grand que celui des argiles: il est, en général, de l'ordre de  $10^{-6}$  à  $10^{-8}$  cm/s. Dans ces conditions, l'eau interstitielle peut circuler plus aisément dans l'échantillon et le mode d'application des contraintes intergranulaires pourra être tout différent d'un cas à l'autre. Il est donc nécessaire d'envisager des essais permettant ou non les mouvements de l'eau; nous appellerons les deux types correspondants: système ouvert ou système fermé.

La circulation de l'eau est relativement aisée dans le limon, parce que les dimensions des canalicules capillaires sont plus grandes que pour les argiles. Il en résulte que la régulation quasi-automatique des pressions intergranulaires par le jeu des ménisques situés aux extrémités des capillaires, dans un échantillon libéré des contraintes extérieures, ne s'effectue plus selon un mécanisme aussi parfait que pour les argiles; le schéma que nous avons utilisé au chapitre précédent ne s'applique plus et une détente de l'échantillon après le prélèvement se produit lentement; nous, avons mis cette détente en évidence avec du limon d'Orly préparé à partir de poudre. La figure 103 indique la diminution de la résistance en compression simple en fonction du temps; l'origine des temps correspond à l'instant où le matériau

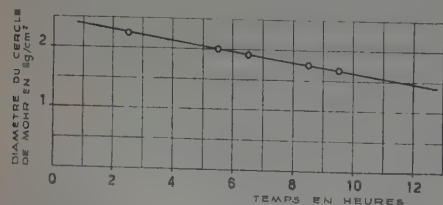


FIG. 103. — Décroissance de la résistance du limon en fonction du temps. Limon d'Orly préparé à partir de poudre.

est libéré de la pression de consolidation. Parallèlement à cette décroissance de la résistance, on constate que la densité humide du matériau diminue aussi, ce qui précise encore le phénomène. On peut ralentir beaucoup ce phénomène en plaçant les éprouvettes dans un liquide visqueux, comme une huile lourde, immédiatement après le prélèvement; la diminution de résistance est réduite par la même occasion.

### b) Système fermé.

Pour empêcher les mouvements de l'eau interstitielle dans un échantillon de limon, il suffit d'effectuer un essai triaxial en isolant l'éprouvette de l'extérieur: on réalise ainsi un système fermé. Dans ces conditions, nous constatons effectivement que la résistance au cisaillement est indépendante de la pression latérale, l'angle de frottement apparent  $\varphi_a$  est nul; les résultats sont aussi nets que pour les argiles. La figure 104 indique l'aspect des éprouvettes de limon après rupture à l'appareil triaxial. Pour le limon d'Orly artificiel, la valeur moyenne de l'inclinaison du plan de rupture est voisine de  $29^\circ$ , ce qui correspond à un  $\varphi_a$  de l'ordre de  $32^\circ$ . Cette valeur est nettement plus forte que celle qui est obtenue par les essais des systèmes ouverts: nous donnerons des valeurs numériques au paragraphe d) suivant.

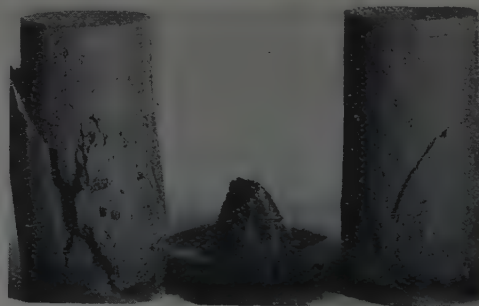


FIG. 104. — Limon d'Orly.

On peut envisager un cisaillement linéaire réalisant un système fermé. Mais ces conditions ne sont pas réalisées dans l'essai Casagrande classique où le champ de contraintes n'est pas uniforme et où l'eau interstitielle peut s'échapper facilement du plan de glissement. Même en l'absence de pierres poreuses, l'essai direct ne donne pas un angle de frottement apparent nul. L'influence de la pression interne peut être mise en évidence en faisant varier certains paramètres de l'essai qui interviennent directement sur la circulation de l'eau; ce sont, par exemple, la vitesse de cisaillement et la dimension des échantillons. En particulier, dans le glissement d'un talus naturel, où l'échelle des longueurs est parfois multipliée par 1 000, par rapport aux essais de laboratoire, il est naturel de penser que ce sont les valeurs de la résistance au cisaillement obtenues en système fermé qui doivent intervenir.

### c) Système ouvert.

Les conditions de drainage du système ouvert seront réalisées dans l'essai de cisaillement direct lent, l'échantillon étant placé entre des pierres poreuses permettant à l'eau interstitielle d'être en relation avec l'extérieur. La figure 105 indique l'aspect des

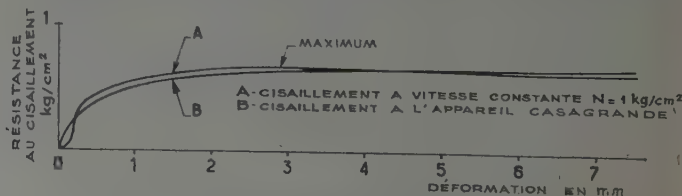


FIG. 105. — Comparaison des deux modes de cisaillement dans le cas du limon d'Orly.



diagrammes effort-déformation d'essais de cisaillement rectiligne, type Casagrande et à vitesse constante. Ces courbes sont caractéristiques des limons. Nous remarquerons en particulier, que le maximum de résistance dans l'essai à vitesse constante est systématiquement peu apparent : la destruction de la cohésion de structure est donc assez rapide pendant le cisaillement. D'une façon générale, les limons, bien que présentant les caractéristiques de la plasticité, c'est-à-dire déformation à effort constant, sont des sols fragiles, en ce sens que la déformation précédant la rupture est souvent faible; en particulier, les essais de traction simple sont difficiles à réaliser, car un léger décentrement de l'effort de traction provoque une fissure, le matériau ne permettant qu'une très faible accommodation, et la rupture se développe à partir de la fissure, par effet d'entaille.

D'après de nombreux auteurs, l'essai triaxial où l'eau interstitielle est en relation avec l'extérieur par l'intermédiaire de pierres poreuses donne des résultats comparables à ceux de l'essai direct; ce mode de cisaillement a été utilisé par TAYLOR [55] pour la mesure directe de la pression interstitielle.

#### d) Exemple numérique.

Pour illustrer les considérations ci-dessus, nous indiquerons les résultats obtenus sur un limon assez caractéristique dont la granulométrie est voisine de celle du limon d'Orly. Les matériaux étaient compactés, la teneur en eau et la densité des échantillons ainsi préparés étant sensiblement constantes. Différents types d'essais ont été effectués; nous avons trouvé les résultats moyens ci-dessous :

I	Matériau compacté, non saturé, non consolidé .....	$\alpha = 17\%$ ; $ds = 1,80$
	Cisaillement rectiligne, rapide sous des pressions normales de 2, 4, 6 kg/cm <sup>2</sup> .....	$c = 900$ g/cm <sup>2</sup> $\varphi = 18^\circ$
II	Matériau compacté, saturé, consolidé sous 6 kg/cm <sup>2</sup> .....	
	Cisaillement rapide, rectiligne, sous des pressions normales de 7, 8, 9 kg/cm <sup>2</sup> .....	$c = 800$ g/cm <sup>2</sup> $\varphi = 15^\circ$
III	Matériau compacté, puis saturé et consolidé sous 2, 5, 8 kg/cm <sup>2</sup> .....	
	Cisaillement rectiligne rapide (8 mn) sous la pression de consolidation .....	$c = 400$ g/cm <sup>2</sup> $\varphi = 23^\circ$
IV	Matériau compacté, puis saturé et consolidé sous 1, 3, 5 kg/cm <sup>2</sup> .....	
	Cisaillement rectiligne lent (4 heures) sous la pression de consolidation .....	$c = 200$ g/cm <sup>2</sup> $\varphi = 25^\circ$

Les valeurs de  $\varphi$  et  $c$  correspondent aux caractéristiques d'une droite moyenne passant auprès des points expérimentaux. Les essais (I) sont relatifs à un matériau non saturé; les contraintes effectives normales au plan de rupture sont voisines de la pression normale totale, à cause de la présence d'air. La cohésion est due au serrage provoqué par le compactage. Ceci explique l'augmentation de la résistance au cisaillement avec la pression normale. Les essais (II) sont relatifs à des matériaux saturés, la résistance au cisaillement est voisine de la précédente, l'angle apparent de  $15^\circ$  correspond à l'expulsion de l'eau du plan de glissement pendant l'essai. Un tel matériau donnerait  $\varphi_a = 0$  dans un essai triaxial. Les essais (III) et (IV) sont relatifs à la différence entre les essais rapides et lents; les vitesses de cisaillement étaient de 1,5 mm/mn et de 40  $\mu$ /mn. Les valeurs trouvées sont très voisines; le frottement interne réel est légèrement plus mobilisé dans l'essai lent mais la différence est faible. Les valeurs obtenues sont différentes de celles des essais (I) et (II) où existe une certaine surpression interstitielle due à la charge normale uniforme; cette surpression se maintient au moins partiellement, pendant le cisaillement. Enfin, lorsque ce limon n'est pas saturé, en essai triaxial rapide et sans expulsion d'eau, on obtient une courbe intrinsèque apparente très voisine de ce que nous avons indiqué pour les argiles non saturées au chapitre précédent (fig. 95).

En conclusion, les propriétés mécaniques des limons se rap-

prochent de celles des argiles, ou de celles des sables, suivant le mode opératoire utilisé; il est nécessaire d'étudier les conditions de la rupture réelle pour y adapter le mode d'essai en laboratoire.

### III. — INFLUENCE DE LA CONTRAINTE PRINCIPALE MOYENNE

Les essais que nous rapportons ici ont surtout pour objet de montrer la difficulté de cette étude et n'ont pas pour but de résoudre entièrement le problème. En effet, il n'est pas aisé de réaliser avec du limon un système rigoureusement fermé ou ouvert. De plus, comme nous avons effectué des essais de torsion sous la pression atmosphérique, la fragilité des éprouvettes complique l'exécution des expériences. Enfin, il nous a fallu prendre des précautions pour éviter la détente des échantillons; d'une part, nous avons huilé extérieurement certaines séries d'éprouvettes pour comparer avec du matériau normal, d'autre part, il est possible de déceler l'influence d'une détente éventuelle en modifiant l'ordre des essais dans deux séries comparatives.

Nous avons effectué des essais à l'appareil triaxial et par torsion.

Les essais triaxiaux en système fermé donnent le même résultat en compression et en striction : nous sommes donc en présence d'un résultat analogue à celui qui a été obtenu avec les argiles. Les lignes de glissement sont placées de la même façon que pour les argiles, comme on peut le voir sur la figure 106.



FIG. 106. — Compression et striction sur le limon d'Orly.

Les essais de torsion ont été effectués comme précédemment sur des éprouvettes cylindriques soumises à une charge axiale et à un couple de moment parallèle à l'axe. Les résultats obtenus sont représentés sur la figure 107. Ils correspondent à des essais effectués plusieurs fois et sont bien représentatifs des valeurs trouvées avec différents limons. L'influence de la contrainte principale moyenne est nette, mais les résultats sont difficiles à interpréter, car les contraintes ne sont pas uniformes dans un essai de torsion. En effet, la déformation varie depuis l'axe jusqu'à la surface de l'éprouvette; en conséquence, les pressions interstitielles dues à la torsion ne sont pas uniformes alors que celles qui sont dues à la surcharge verticale le sont. Ceci permet de voir la complexité du phénomène et montre qu'une telle

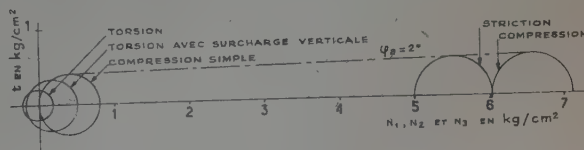


FIG. 107. — Influence de la contrainte intermédiaire. Limon de Toul artificiel, préparé par la méthode des poudres, consolidé sous 2 kg/cm<sup>2</sup>.

étude ne doit être faite qu'en s'assurant que les essais seront exécutés avec les mêmes conditions de drainage de l'eau interstitielle.

Enfin, nous constaterons sur la figure 108 que, comme pour les sables et les argiles, l'orientation du plan de rupture varie avec la position des contraintes principales dans l'espace.

Fig. 108.



## CONCLUSIONS

L'évaluation de la résistance au cisaillement des sols est fondamentale pour les calculs de stabilité de talus et les équilibres de fondations. Nous avons cherché à étudier les variations de cette résistance en fonction de modes opératoires se rapprochant des conditions pouvant avoir lieu dans la nature.

Nous avons étudié les sables, les argiles et les limons en cherchant à voir s'il était possible d'utiliser les résultats des uns aux autres. Dans chaque cas nous avons abordé le problème de la rupture sous l'effet de sollicitations dont les trois contraintes principales sont différentes.

Le mécanisme des actions de contact intergranulaire est très clair dans le cas des sables : il fait ici l'objet d'un bref exposé classique.

Dans le cas des argiles il faut tenir compte de l'eau interstitielle et la notion de contact intergranulaire s'efface; nous avons utilisé un schéma mécanique des propriétés de l'argile, dont le but est de donner une explication grossière mais suffisante des propriétés mécaniques des sols cohérents. Nous avons exposé les différents modes opératoires employés ainsi que le mode de préparation d'échantillons artificiels, permettant des essais relativement précis et dont les propriétés sont analogues à celles des sols réels. Aucune théorie, à notre connaissance, n'a réussi à expliquer pourquoi certaines éprouvettes d'argile se rompent suivant un plan de rupture incliné soit aux alentours de 30°, soit aux alentours de 45° par rapport à la plus grande des contraintes principales. Nous avons montré que la raison doit en être cherchée dans l'état de surface des particules d'argile et que l'indétermination ne peut être levée que par la mesure des pressions interstitielles. Nous avons exposé deux méthodes de mesure

de la dépression interstitielle; les premiers résultats obtenus justifient le schéma mécanique proposé et permettent d'aborder la mesure des variations de la pression interstitielle dans quelques cas simples.

Nous avons donné quelques généralités sur l'interprétation des résultats dans le cas des limons et des sols intermédiaires : les différences entre les relations intergranulaires entre les particules donnent des comportements différents pour chaque groupe de sol envisagé.

En particulier, sous l'influence d'états de triple étreinte des résultats différents sont obtenus. Dans le cas des sables les cercles de Mohr d'équilibre limite, diffèrent selon que la rupture a lieu avec allongement ou avec raccourcissement de l'éprouvette; ce résultat peut s'expliquer peut-être par des variations de compacité. Dans le cas des argiles, la résistance à la traction est pratiquement égale à la résistance en compression pour un essai rapide, c'est-à-dire à volume constant; par contre, pour des états de contraintes obtenus par torsion complexe les résultats sont très difficiles à interpréter avec le cercle de Mohr. Dans le cas des limons, les résultats sont intermédiaires mais le type d'essai est mal défini et d'autres études sont à envisager.

Enfin, nous avons abordé des problèmes spécifiques aux argiles, comme l'anisotropie ou la saturation imparfaite, de façon à préciser les limites de la théorie de la résistance au cisaillement; nous avons indiqué le comportement mécanique de ces matériaux, ce qui permet de choisir les valeurs de la résistance au cisaillement qui seront utilisées dans l'application des formules générales de stabilité, en restant du côté de la sécurité.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] BAES (L.), Résistance des Matériaux, 1934 (Bruxelles).
- [2] BEGHIN, Statique et dynamique, 1929 (Paris, Armand Colin).
- [3] BISHOP et ELDIN, Undrained triaxial test on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength. *Géotechnique*, juin 1950, vol. II.
- [4] BOUASSE, Hydrostatique, 1923 (Paris, Delagrave).
- [5] BOUSSINESQ, Essai théorique sur l'équilibre des massifs pulvérulents, comparés aux massifs solides et sur la poussée des terres sans cohésion, 1876 (Paris, Gauthiers-Villars).
- [6] BROD (E.), La courbe intrinsèque de Caquot et l'influence de la contrainte principale moyenne pour les matières fragiles. *Travaux*, février 1936.
- [7] BUISSON (M.), Lois régissant la circulation de l'eau dans les corps poreux. *Bulletin Technique du Bureau Veritas*, mars 1950 (Paris).
- [8] CAQUOT et KERISEL, Traité de Mécanique du Sol, 1949 (Paris, Gauthiers-Villars).
- [9] CASAGRANDE (A.), Constructions graphiques de la pression de consolidation dans *Journal of Boston Society Civil Engrs*, avril 1932; et dans : The structure of clay and its importance in foundations engineering. *J. Boston Soc. Civil Engrs*, 1940.
- [10] CHAMBAUD (R.), Résistance du béton aux contraintes triaxiales. *Annales de l'I. T. B. T. P.*, n° 173, février 1951.
- [11] COULOMB, Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'Architecture. Mémoire présenté à l'Académie Royale des Sciences, 1773 (Paris).
- [12] DARCY (H.), Recherches expérimentales sur le mouvement de l'eau dans les tuyaux, 1857. (Paris).
- [13] DARMOIS (E.), L'état liquide de la Matière, 1943 (Paris, Albin Michel).
- [14] DURIEZ (M.), Note sur l'ensemble des conditions qui règlent la circulation de l'eau dans les sols. Publication de la Réunion des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions, 1950. (Paris).



- [15] FLORENTIN (M.), Étude des glissements des talus argileux. *Annales de l'I. T. B. T. P.*, novembre 1947 (Paris).
- [16] FLORENTIN, L'HERITEAU et BRADNA, Étude triaxiale d'échantillons d'argile homogènes et cohérents préparés en Laboratoire. *Travaux*, juin 1948 (Congrès de Rotterdam).
- [17] FLORENTIN, L'HERITEAU et FARHI, Essais sur modèle réduit de Pieux. *Travaux*, juin 1948 (Congrès de Rotterdam).
- [18] GOLDER et WARD, The use of shear-strength measurements in practical problems. *Géotechnique*, December 1950.
- [19] GUEST (J. J.), Research on combined stress and anisotropy. *Philosophical Magazine*, 1940.
- [20] HABIB (P.) et MARCHAND (R.), L'essai de cisaillement rectiligne. *Annales de l'I. T. B. T. P.*, juin 1951.
- [21] HABIB (P.), Nouvelles recherches en Mécanique du Sol. *Annales de l'I. T. B. T. P.*, décembre 1951.
- [22] HAEFELI (R.), Notes sur la résistance au cisaillement des sols argileux. — Développement et problèmes de la mécanique du sol. *Laboratorio de Engenharia Civil*, 1951 (Lisbonne).
- [23] HOGENTGLER, Engineering Properties of Soils, 1937.
- [24] HVORSLEV, Ueber die Festigkeitseigenschaften gestörter Bindiger Boeden, 1937 (Copenhague).
- [25] JENNEY (R.), A geometrical aspect of Failures Théories. *Civil Engineering*, mars 1946.
- [26] KERISEL (J.), Note sur l'hystérésis dans les milieux pulvérulents. *Annales des Ponts et Chaussées*, novembre 1938, p. 617.
- [27] KERISEL (J.), La force portante des pieux. *Annales des Ponts et Chaussées*, mai 1939, p. 579.
- [28] KOLLBRUNNER et MEISTER, Hypothèses sur les contraintes. *Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau*. Heft Nr 1, septembre 1944.
- [29] LANGER (C.), Propriétés mécaniques et physiques des terrains cohérents. Compte rendu des recherches effectuées en 1938 aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
- [30] LANGER (C.), Étude de Laboratoire sur la résistance au cisaillement des argiles. Compte rendu des recherches effectuées en 1937 aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
- [31] LEDUC et SACERDOTE, *Journal de Physique*, 1902, I, 364.
- [32] L'HERMITE (R.), L'expérience et les théories nouvelles en résistance des matériaux, 1945 (Paris, Dunod).
- [33] L'HERMITE (R.), Recherches nouvelles en résistance des matériaux. Compte rendu des recherches effectuées en 1942 aux Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics.
- [34] LIANG SHENG CHEN, An investigation of stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils by triaxial compression tests. *Proceedings Rotterdam*, vol. 5, section 2, p. 35-43.
- [35] LODE (W.), Essais sur l'influence de la contrainte intermédiaire sur la limite d'écoulement. *Zeitschrift für Physik*, 1926. V. D.I. Cahier 303, 1928.
- [36] MAYER (A.), Sols et Fondations, 1939 (Paris, Armand Colin).
- [37] MEYER, Abhandl Dtsch Busenges (6), 1911.
- [38] NADAI, Plasticity. Mac Graw-Hill, 1931.
- [39] NADAI, The flow of metals under various stress conditions. *Applied Mechanics Proceeding*, 1947.
- [40] Nouvelle représentation graphique des états de la matière. V. D. I. *Zeitschrift*, mai 1948.
- [41] PELTIER (R.), Géotechnique routière. *Annales des Ponts et chaussées*, juillet-août 1950 (Paris).
- [42] PIGEAUD (G.), Résistance des Matériaux et élasticité, 1948 (Paris, Gauthiers-Villars).
- [43] POSTACIOĞLU, Remarques sur les conditions d'existence de la courbe intrinsèque, *Istanbul Teknik*, 1948.
- [44] PRONY, Recherche sur la poussée des terres et la dimension à donner aux murs de soutènement, 1802 (Paris).
- [45] RESAL (J.), Poussée des terres, stabilité des murs de soutènement, 1903 (Paris, Béranger).
- [46] RESAL (J.), Poussée des terres, 1910 (Paris, Béranger).
- [47] ROMANOVSKI (V.), Recherches sur les propriétés physiques des sédiments meubles. *Annales de l'I. T. B. T. P.*, mars 1948.
- [48] ROß et EICHINGER, Essais pour éclaircir la question du danger de rupture, septembre 1926, juin 1928, février 1929 (Zurich). — Le danger de rupture des corps solides, septembre 1949 (Zurich). — Sollicitation et danger de rupture des corps solides. *Bulletin technique de la Suisse Romande*, 8 et 22 octobre 1949.
- [49] SIEBEL (E.), Représentation graphique des propriétés de résistance. *Stahl und Eisen*, I, I, 1948.
- [50] SIEBEL et MAYER, Influence de l'état de contrainte sur la capacité de déformation V. D. I., 1935.
- [51] SILJVERBERG (L.), Nagra Jordartsfysikaliska problem (quelques problèmes de physique des sols), p. 83 : Lerors permeabilitet vid Sma tryckgradienter (Perméabilité des argiles sous de faibles gradients de pression), 1950 (Göteborg), (traduction française L. B. T. P.).
- [52] SKEMPTON et BISHOP, The measurement of the shear strength of soils. *Géotechnique*, december 1950.
- [53] Structural Research Laboratory. Report n° SP 23. Shearing strength of Concrete under Triaxial stress Computation of Mohr's Envelope as a Curve.
- [54] TAYLOR (D. W.), A comparison of results of direct shear and cylindrical Compression Test. Publication from the Department of Civil and Sanitary Engineering. *Massachusetts Institute of Technology* 1939 et *Proceedings ASTM*, vol. 39, 1939.
- [55] TAYLOR (D. W.), Fundamentals of soil Mechanics, 1948 (New-York, Wiley).
- [56] TERZAGHI (K.), Théorie du tassement des couches argileuses, 1939 (Paris, Dunod).
- [57] TERZAGHI (K.), Theoretical soil mechanics, 1943 (New-York, Wiley).
- [58] TERZAGHI (K.) et PECK (R.), Soil Mechanics in engineering Practice, 1948 (New-York, Wiley).
- [59] TORRE, Influence de la contrainte moyenne principale sur l'écoulement et la rupture. *Oesterreichisches Ingenieur Archiv*, 1945-1946.
- [60] TSCHBOTARIOFF, Soil mechanics. Foundations and earth Structures, 1947 (New-York, Wiley).
- [61] TSCHBOTARIOFF et BAYLISS, Determination of the shearing strength of varved clays and of their sensibility to remolding 1948. *Proceedings Rotterdam*, vol. 1, p. 203-207.
- [62] VERDEYEN, Mécanique du sol et fondations, 1947 (Paris, Eyrolles).
- [63] WYART (J.), Cours de minéralogie, 1950 (Paris).

## ANNEXE I

### Analyse granulométrique et densimétrique.

Cet essai est effectué par tamisage au moyen de la série de tamis normalisés jusqu'aux dimensions de 0,1 mm et poursuivi au delà par application de la loi de Stokes à une suspension du matériau en cours de sédimentation.

Les résultats, donnés en pourcentage du poids sec, sont reportés sur des graphiques, avec, en abscisses, à l'échelle logarithmique, le diamètre des grains exprimé en ouverture ronde de passoire et, en ordonnées, à l'échelle linéaire, le pourcentage des grains dont les dimensions sont inférieures ou égales à l'abscisse correspondante.

### Teneur en eau naturelle.

C'est le rapport du poids d'eau contenue dans un échantillon au poids sec de celui-ci, après dessiccation à l'étuve à 105° C.

### Densité apparente.

La densité apparente est le poids du matériau contenu dans l'unité de volume.

— La densité « sèche »  $d_s$  est le poids du matériau sec contenu dans l'unité de volume.

— La densité « humide »  $d_h$  est le poids du matériau, eau comprise, contenu dans cette même unité de volume.

### Poids spécifique.

C'est le poids de l'unité de volume des grains du matériau supposé sans vides.

## ANNEXE II

### Limites d'Atterberg.

Ce sont les teneurs en eau correspondant à des états physiques bien déterminés du matériau.

La limite de liquidité L. L. est la teneur en eau au-dessus de laquelle le matériau se comporte comme un semi-liquide et s'écoule sous son propre poids.

La limite de plasticité L. P. est la teneur en eau au-dessous de laquelle le matériau ne subit plus de déformations plastiques et devient friable.

L'indice de plasticité I. P. est la différence entre ces deux limites; il caractérise le domaine de comportement plastique du matériau.

Les limites d'Atterberg sont déterminées sur la fraction du matériau de dimensions inférieures à 0,5 mm.

### Limite de retrait.

C'est la teneur en eau au-dessous de laquelle le matériau se dessèche sans diminuer de volume.

### Limite de saturation.

C'est la teneur en eau à partir de laquelle l'eau ne pénètre plus dans le matériau et ruissellerait si celui-ci était en pente.

## ANNEXE III

### Compressibilité et perméabilité.

L'essai de compressibilité est effectué à l'œdomètre. Dans cet appareil, l'échantillon, placé entre deux pierres poreuses, est soumis, par l'intermédiaire d'un piston, à des pressions successivement croissantes, puis décroissantes. Sous chacune des charges, on mesure l'enfoncement du piston à l'aide de comparateurs au 1/100 de mm, après avoir attendu que l'échantillon soit stabilisé sous la charge.

Les résultats obtenus sont reportés sur un graphique, avec en abscisse, à l'échelle logarithmique, les pressions normales appliquées, et en ordonnée, à l'échelle linéaire, l'indice des vides correspondant <sup>(1)</sup>.

Le même essai permet de mesurer le coefficient de perméabilité de l'échantillon par écoulement d'eau à travers le matériau, sous un gradient donné.

La variation du coefficient de perméabilité est également reportée sur les graphiques.

## ANNEXE IV

### Coefficient de perméabilité.

Le coefficient de perméabilité K, défini par la loi de Darcy, est le rapport du débit au produit de la section par le gradient hydraulique.

La mesure est effectuée à l'aide du perméamètre classique de Terzaghi, par écoulement de l'eau à travers l'échantillon de section S. Avec un débit Q sous un gradient hydraulique  $i$ , on a  $Q = K \cdot i \cdot S$ .

<sup>(1)</sup> L'indice des vides est défini comme le rapport du volume des vides au volume des grains.

(Reproduction interdite.)



SUPPLÉMENT AUX

## ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

JANVIER 1953

Sixième Année, N° 61.

Série : TRAVAUX PUBLICS (XIX).

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 22 AVRIL 1952

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE M. A. COYNE.

# LES BARRAGES EN TERRE AMÉRICAINS

Par **M. Pierre LONDE**, Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées,  
et **M. Georges POST**, Ingénieur de l'École des Ingénieurs Hydrauliciens de Grenoble.

## SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
I. La gamme d'emploi des barrages en terre.....	43	III. Les éléments du projet.....	56
1° Les fondations.....	43	1° Essais de laboratoire.....	56
2° Les matériaux.....	45	2° Coefficients de sécurité.....	57
3° Les crues.....	45	IV. La mise en place des terres.....	58
II. L'anatomie des barrages en terre.....	46	1° Teneur en eau à la mise en place.....	58
1° Les remblais.....	46	2° Rouleaux à pneus ou rouleaux à pieds de mouton?...	59
2° Les enrochements de protection.....	48	3° Le problème du triage.....	60
3° L'évacuation des crues et les vidanges.....	53	V. Les contrôles.....	61
		1° Contrôle de la mise en place.....	61
		2° Mesures directes sur le comportement du remblai.....	61

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

## ALLOCUTION DU PRÉSIDENT

A quoi bon, direz-vous, ou penserez-vous — car je vous sais discrets — deux conférences (\*) de plus sur les barrages américains ? Il y a moins de 3 ans, les auditeurs du Centre d'Études avaient fait en M. PAGNI la découverte d'un conférencier tout jeune, mais plein de talent, qui avait révélé à beaucoup d'entre eux les aspects les plus récents de la technique des digues en terre américaines.

Un peu plus tôt, en 1948, c'est M. LE MORVAN qui s'était chargé, avec sa compétence habituelle, de mettre l'accent sur quelques traits originaux des barrages en béton aux U. S. A. En si peu de temps, la technique a-t-elle évolué suffisamment pour renouveler l'intérêt d'un sujet qui paraissait sinon près d'être épuisé — il est inépuisable — du moins abordé dans ses lignes essentielles. Et n'a-t-on pas depuis lors, au surplus, tout écrit là-dessus dans les excellents articles de la presse technique américaine elle-même ?

A quoi je me permettrai de répondre ceci : l'expérience d'Outre-Atlantique est d'une telle ampleur qu'il n'est pas interdit à tout nouvel observateur de recueillir quelques glanes sur les pas de celui qui l'a précédé, voire d'enregistrer des résultats ou des opinions contradictoires.

Vu de près, le haut bastion de la technique américaine, qui exerce une attraction singulière sur les ingénieurs du monde entier, n'est pas, en effet, sans fissures. Des divergences d'opinion, fort marquées dans un pays où le conformisme est pourtant élevé au rang d'une vertu nationale, et des tendances contradictoires y sont sensibles à l'observateur le moins prévenu. Et il arrive qu'un sympathique esprit d'émulation entre les deux grands services d'État, qui sont de loin les principaux responsables de la construction des grands barrages : l'Intérieur en la personne du Bureau of Reclamation, l'Armée en la personne du corps des Ingénieurs Militaires, les entraîne à prendre parfois le contre-pied l'un de l'autre. A l'intérieur même des U. S. A. la discussion est largement ouverte, et elle s'y exerce avec une vigueur toute démocratique, nuancée de cette humilité scientifique profonde qui est une des forces de ce grand, de ce très grand peuple.

(\*) La conférence de M. MARTIN : « Les barrages en béton américains » paraît dans le présent n° 61, janvier 1953, des *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*. Série : *Travaux Publics* (XIX).

Nul doute qu'il y ait quelque bien pour nous à recueillir les échos de ces débats, puissamment générateurs de progrès, et au besoin à faire rebondir la controverse au contact de nos propres expériences qui, j'ai pu m'en rendre compte, suscitent également un fort vif intérêt de l'autre côté de l'Océan.

Par ailleurs, beaucoup de détails de caractère technique et surtout humain surprennent le voyageur à un tel point qu'il est tenté d'y voir les raisons d'une énigme qui reste encore à résoudre : la différence des rendements entre l'Amérique et l'Europe. Les grandes leçons qu'il est permis d'en tirer passent inaperçues dans les lignes, souvent excellentes, jetées par un journaliste technique dans les colonnes de l'*Engineering News Record* ou du *Western Construction News*, parce que vivant dans une ambiance qui lui est devenue familière, il ne subit pas le choc du changement de climat, et manque de terme de comparaison.

La confrontation, à l'aller comme au retour, entre les méthodes de travail est saisissante; elle n'apparaît pas dans les livres et elle explique bien des divergences d'opinion, voire des préjugés. C'est à cette confrontation que je me permets de vous inviter, en laissant à chacun le soin de conclure, après avoir donné à nos jeunes orateurs l'occasion de vous exposer, en toute objectivité, ce qui leur a semblé le plus digne d'exciter votre intérêt ou de satisfaire votre curiosité.

M. LONDE, ingénieur civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, et M. Post, ingénieur de l'École des Ingénieurs Hydrauliciens de Grenoble, tous deux attachés à ma maison, ont passé l'un et l'autre 1 an environ aux U. S. A. J'ai moi-même fait, l'automne dernier, le tour rapide de l'Amérique du Nord, ce qui m'a permis, sur un certain nombre de points, de mettre à jour leurs documents et ce qui m'autorisera à intervenir dans le débat et à en tirer les premières conclusions.

Pour nous limiter dans le temps, éviter autant que possible les redites, nous considérerons comme acquis ou nous évoquerons brièvement, dès lors que nous avons affaire à un public de spécialistes, toutes les parties de notre sujet qui ont été longuement exposées dans la presse technique et qui peuvent être considérées comme classiques.

Je donne la parole à M. LONDE.

### RÉSUMÉ

Toutes les fondations, même les moins résistantes ou les plus perméables, conviennent à l'établissement d'un barrage en terre. Presque toutes les terres naturelles peuvent servir à construire le remblai. La difficulté majeure réside, en général, dans le problème de l'évacuation des crues.

L'anatomie des remblais de barrages est extrêmement variée. Elle doit s'adapter à la nature des matériaux disponibles et à celle de la fondation. Il en est de même des déversoirs qui sont parfois de conception très hardie.

Le projet d'un barrage en terre est appuyé en général sur des calculs très simples, mais sur des reconnaissances et des essais de laboratoire très complets. Les coefficients de sécurité adoptés dans les calculs sont généralement voisins de 1,5.

Les opinions sur les méthodes de compactage ne sont pas unanimes. Faut-il se placer au-dessus ou au-dessous de l'optimum Proctor ? Faut-il employer des rouleaux à pneus ou à pieds de mouton ? Comment trier les terres à cailloux ?

Enfin les contrôles sur la mise en place des matériaux et aussi sur le comportement de l'ouvrage ont, dans les barrages en terre, une importance capitale.

### SUMMARY

All kinds of foundations, even the weakest or most permeable ones, are suitable for constructing an earth dam. Nearly all the varieties of natural soils can be used as material for earth fills. The major difficulty generally consists in finding a solution for the problem of draining off the floodwaters.

The structure of earth fills for dams is most varied. It must be adapted to the nature of the available material and to that of the foundation. The same applies to spillways, which are sometimes constructed in an extremely daring manner.

The design of an earth dam is generally based on very simple calculations, but on highly elaborate investigations and laboratory tests. The factor of safety used in the calculations is generally about 1.5.

Opinions vary on the methods of compaction. Ought one to go beyond the Proctor optimum, or remain within it ? Should pneumatic or sheepfoot rollers be used ? How should stony soils be classified ?

Finally, it is of capital importance, in the case of earth dams, to check carefully the way the material is placed in the fill, together with the subsequent behaviour of the dam.



## INTRODUCTION

Quelques chiffres tout d'abord, pour situer notre sujet :

Plus de la moitié des barrages américains sont des barrages en terre, et la proportion augmente chaque année à leur avantage. La hauteur de ces ouvrages dépasse fréquemment 100 m.

Sur les 200 barrages américains qui dépassent 60 m, il y a plus de 75 barrages en terre. Sur les 125 restant, 35 comportent au moins une digue en terre. Quant aux ouvrages construits par les grands services fédéraux, le *Bureau of Reclamation* et l'*Army Corps of Engineers*, plus des deux tiers sont des digues en terre.

Les barrages de Garrison et de Oahe, actuellement en construction sur le Missouri, contiendront chacun près de 60 000 000 m<sup>3</sup> de terre compactée. Fort Peck en contenait près de 100 millions, mais mise en place hydrauliquement.

De tels volumes exigent la mécanisation intégrale des chantiers de terre, où l'on ne voit pratiquement pas d'homme à pied; ce serait d'ailleurs fort dangereux. A

Garrison, on met en place 150 000 m<sup>3</sup> de terre par jour (la moitié du volume de notre barrage de l'oued Sarno), ce qui fait un volume mensuel de 4 000 000 m<sup>3</sup>.

Ces collines artificielles s'incorporent à tel point dans le paysage naturel qu'on se trompe sur leur origine. Et l'on cite la réflexion amusante d'un visiteur de Fort Peck, qui, placé sur la digue elle-même presque achevée, la cherchait partout, sauf au bon endroit et demandait : « Où est le barrage ? »

Nous nous proposons d'exposer, aussi objectivement que possible, les éléments essentiels de la technique américaine en traitant successivement les questions suivantes :

- I. — La gamme d'emploi des barrages en terre.
- II. — L'anatomie des barrages en terre.
- III. — Les éléments du projet.
- IV. — La mise en place des terres.
- V. — Les contrôles.

## I. — LA GAMME D'EMPLOI DES BARRAGES EN TERRE

1<sup>o</sup> Les fondations.

Les possibilités offertes par les barrages en terre tiennent surtout au fait qu'il n'est à peu près pas de site où l'on ne puisse envisager leur construction. Ce n'est pas le cas pour les ouvrages en béton.

Les efforts mécaniques moindres et l'absence de fortes concentrations de charge font que les barrages en terre s'accommodent des fondations les moins résistantes, à de très rares exceptions près, à fortiori prohibitives pour tout autre type de barrage.

La souplesse de leurs organes d'étanchéité les met, en général, à l'abri d'une rupture grave survenant soit par tassement, soit par accident (un tremblement de terre avec faille active par exemple).

De plus, leur surface d'emprise très étendue permet, par l'allongement du chemin de percolation, de réduire les fuites, sous le barrage, à des valeurs acceptables, tant du point de vue de la stabilité que de l'économie, même dans les fondations très perméables.

Ces fondations de faible résistance mécanique, ou très perméables, se sont présentées de plus en plus nombreuses au fur et à mesure que les Américains, pressés par les besoins de l'irrigation et du contrôle des crues, aménageaient leurs vastes plaines de l'Ouest et du Middle West (fig. 1). Le gros matériel et les engins spéciaux nécessaires à la construction des barrages en terre, qui étaient les seuls possibles dans les nouveaux sites, recevaient, de leur côté, un essor considérable, favorisé par les grandes possibilités de l'industrie mécanique américaine.

Les besoins stimulant les fabricants de matériel, et, inversement, les progrès du matériel permettant de voir de plus en plus grand, il fallut peu d'années pour que la technique des barrages en terre, bénéficiant des progrès de la mécanique des sols et retentissant également sur elle, passe au premier rang des techniques américaines, permettant de construire, sur presque tous les sites, des ouvrages sûrs et économiques. Le remblai du barrage de



FIG. 1. — Un barrage de plaine : le barrage de O'Sullivan (*Bureau of Reclamation*).

Anderson Ranch, le plus grand du monde, a 140 m de haut (fig. 2).

Lorsqu'on fait le tour des États-Unis, on trouve des barrages en terre fondés sur les formations géologiques les plus variées : argile plastique, alluvions perméables, roches décomposées ou broyées, roches fissurées avec des failles importantes, et aussi des roches d'excellentes qualités qui auraient bien convenu à des barrages en béton.

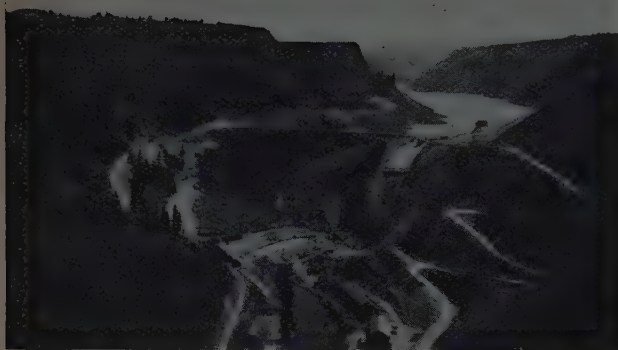


FIG. 2. — Anderson Ranch.  
Déversoir de rive en construction (Bureau of Reclamation).

Voici quelques exemples :

Le site du barrage d'Alcova (fig. 3) aurait très bien pu recevoir un ouvrage en béton. Nous, Français, aurions très certainement construit une voûte. Les Ingénieurs du Bureau of Reclamation ont préféré la terre (fig. 4) (\*).

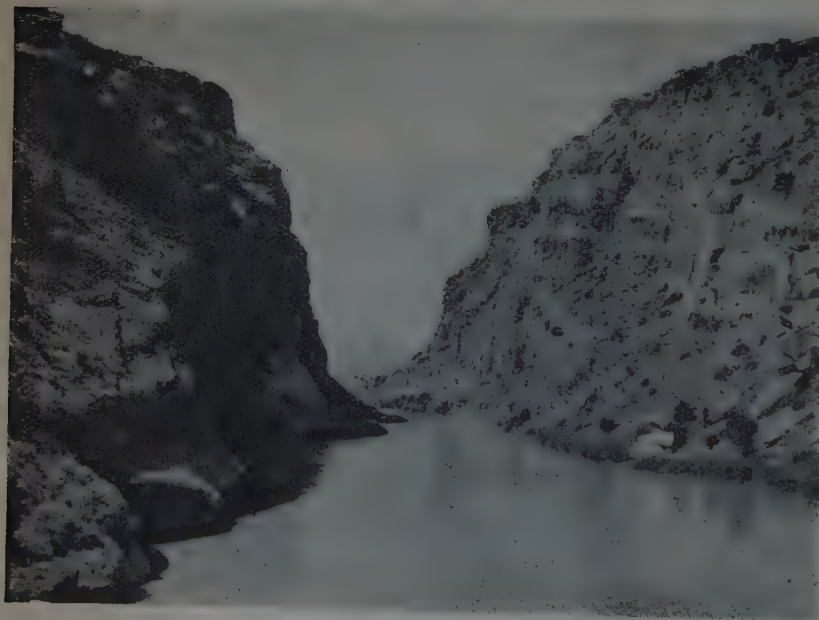


FIG. 3. — Site du barrage d'Alcova avant la construction (Wyoming).

Mais alors ils eurent à résoudre un problème difficile : maîtriser les sources d'eau chaude qui jaillissaient au contact des grès et des calcaires qui constituent la fondation. Ils traitèrent la roche par injection, et construisirent une galerie au cœur de l'ouvrage qui put récolter les fuites sans que le remblai ne se trouve en danger.

Le barrage de Oahe, en construction sur le Missouri, est placé sur une fondation de marne avec des inclusions de bentonite, la plus dangereuse des argiles, car elle gonfle abondamment lorsqu'elle est saturée. Le sol est tellement instable que les quelques déblais, faits au pied d'une rive, ont suffi à le mettre en mouvement. Néanmoins, moyennant des talus très peu pentés qui permettent une meilleure répartition des charges sur la fondation, le Corps des Ingénieurs de l'Armée compte bien s'accommoder d'un tel terrain. Bien que ce barrage n'aie que 70 m de haut, son épaisseur à la base est de 1 200 m.

Le barrage de Garrison, toujours sur le même Missouri, mais plus au nord, est fondé sur des horizons complexes et très médiocres, de marnes et de schistes mélangés de lignite. C'est encore par des talus très peu pentés que l'on s'accommode de cette mauvaise fondation (fig. 5) (\*). En certains points, le délestage du sous-sol, à la suite du déblaiement du canal des prises d'eau, a produit un « rebondissement » (pour employer l'équivalent du mot américain « rebound ») de plus de 50 cm.

Le barrage de Merriman posé sur des alluvions glaciaires capables de supporter sans difficulté la charge du remblai, mais trop perméables pour ne pas laisser passer une grande quantité d'eau sous l'ouvrage, a été muni d'un mur parafouille profond constitué par des caissons en béton armé jointifs foncés à l'air comprimé (fig. 6) (\*). Le barrage de Neversink a été traité de la même façon (fig. 7). Dans ces deux cas, l'eau est destinée à l'alimentation de la ville de New-York. Elle est précieuse. Néanmoins la disposition qui précède n'est pas recommandée, même en Amérique, à cause de son prix.

(\*) Voir page 49.

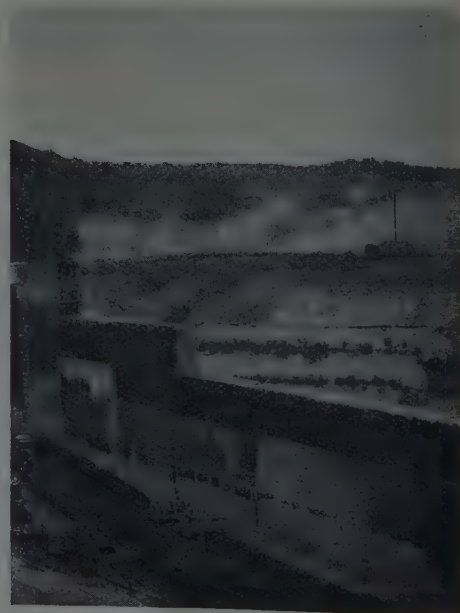


FIG. 7. — Mur parafouille en béton armé du barrage de Neversink (City of New-York).



Dans certains cas, cependant, l'eau emmagasinée dans la retenue n'a pas de valeur : c'est le cas des réservoirs de contrôle des crues. Le seul problème alors est d'écartier les risques de renard et de sous-pressions. On verra plus loin comment.

## 2° Les matériaux.

Nous venons de voir que les fondations les plus variées pouvaient recevoir un barrage en terre. Mais où trouver les matériaux convenables ? et ne va-t-on pas perdre l'avantage de ce côté ?

Fort heureusement, la grande diversité des terres pouvant convenir à la construction d'un barrage fait que les sites où l'on ne peut trouver les matériaux nécessaires sont extrêmement rares, tout au moins aux États-Unis. En effet, lorsqu'on fait le tour d'Amérique, on ne peut manquer d'être frappé par l'abondance des gisements d'alluvions et de matériaux d'origine glaciaire qui recouvrent les immenses plaines où, justement, les barrages doivent être construits pour l'irrigation ou le contrôle des crues.

La terre idéale doit avoir une forte résistance au cisaillement, être suffisamment imperméable, être insoluble, ne pas contenir de matières organiques, et ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ou de la dessiccation.

Un gravier alluvial de granulométrie très continue, renfermant moins de 25 % de silt, et très peu d'argile, répond à ces conditions, lorsqu'il est convenablement compacté. Il en est de même de certaines moraines glaciaires.

Mais, si l'on ne pouvait faire de barrages en terre qu'avec des matériaux de ce type, leurs possibilités seraient singulièrement réduites.

Au contraire, la plus grande variété de matériaux a pu être utilisée, en fonction des disponibilités de chaque site.

Voici quelques exemples :

L'argile est, en général, indésirable parce qu'elle est difficile à mettre en place, et parce qu'elle donne des remblais peu stables dont il faut adoucir les talus exagérément. Pourtant, PROCTOR a utilisé, dans certaines portions d'un barrage homogène de 85 m de haut, une argile noire californienne réputée très difficile à traiter.

Le Bureau of Reclamation construit en ce moment à Cachuma (Californie) un barrage avec des alluvions grossières, qui, une fois criblées et compactées, sont suffisamment imperméables pour constituer le noyau d'étanchéité de l'ouvrage. Le refus du criblage est placé vers l'extérieur du massif et augmente la stabilité.

Certains matériaux, apparemment beaucoup trop humides ont été cependant employés. Au barrage de Mohicanville (Ohio), plutôt que d'essayer de dessécher les terres très mouillées, ce qui aurait été difficile et cher à cause du climat pluvieux, on a simplement adapté le mode de compactage au matériau, en employant des rouleaux à pieds de mouton légers. Naturellement les densités obtenues étaient inférieures à celles qu'on aurait atteint en utilisant un compactage « standard » plus énergétique, et il a fallu adoucir les pentes du remblai. Mais on a trouvé là une solution économique d'emploi des seuls matériaux disponibles.

A Youghiogheny (Pennsylvanie), on a pu utiliser, dans le remblai, des marnes et des argiles dures provenant de la fouille du déversoir, en les broyant dans une installation fixe, et en les répandant sur le remblai avec une petite addition de terres fines dont le gisement était très réduit.

Bien que ce cas soit exceptionnel, il illustre la gamme des ressources dont dispose le projeteur.

On a même pu exploiter des gisements de roches marno-calcaires, de grès ou de schistes tendres, de granits décomposés, en comptant sur le poids des rouleaux de compactage et sur la forme des dents pour broyer ces matériaux et donner assez de fins pour assurer l'étanchéité du barrage. TERZAGHI vient de construire un barrage de 40 m de hauteur au Brésil, le barrage de Vigario (fig. 15) (\*), constitué par un remblai de gneiss décomposé, qui donne un matériau à haute teneur en argile. Le barrage de Gal Oya, à Ceylan, construit par SAVAGE, le célèbre Ingénieur Conseil Américain, est, de même, constitué par du gneiss décomposé.

La gamme des possibilités est encore accrue par les combinaisons de plusieurs matériaux lorsqu'ils sont disponibles, les uns assurant l'étanchéité et placés au cœur du massif, les autres assurant la stabilité de l'ensemble et placés vers les parements. Nous reviendrons sur ce type d'ouvrage à « zones ».

Les variations sont infinies et l'examen des réalisations américaines mène à la conclusion que, à part de très rares exceptions, toutes les terres naturelles peuvent convenir. Elles sont cependant plus ou moins faciles à utiliser. Les silts, en particulier, qui sont des terres de granulométries comprises entre celles des sables et celles des argiles, sont, de l'avis de presque tous les constructeurs américains, les plus difficiles à traiter, car ils ont à la fois les défauts des sables fins (perméables) et des argiles (instables).

## 3° Les crues.

En regard de ces possibilités pratiquement illimitées, un point faible : les crues.

L'extrême vulnérabilité d'un remblai de terre ou d'enrochements à la submersion — accident toujours mortel — oblige à rechercher d'abord un emplacement convenable de déversoir pour peu que le débit des crues à évacuer soit important, ce qui est précisément le cas des barrages de plaine.

A Fort Randall, sur le Missouri, la capacité du déversoir doit être de 22 000 m<sup>3</sup>/s. Encore doit-on se demander si cela suffit à la suite des crues de ces derniers jours. Dès lors, c'est la considération du déversoir qui l'emporte dans le choix du site et dans le parti. La considération des ouvrages de décharge et de prises d'eau intervient à peu près au même degré.

Il arrive alors souvent que le prix de ces ouvrages en béton atteigne ou même dépasse le prix de la digue en terre. Voilà bien du travail pour un projeteur digne de ce nom, c'est-à-dire un homme qui ait, et qui garde, l'esprit assez souple pour adapter ses conceptions et ses préférences à tant de conditions impératives, au surplus variables d'un point à un autre.

Aussi s'explique-t-on que, même aux États-Unis, pays du standard, le barrage en terre soit toujours « fait sur mesure », et que, contrairement à l'opinion courante, il exige le plus de finesse d'observation et d'imagination technique, pour s'adapter aux conditions locales, à la topographie et à la géologie du site, aux matériaux disponibles, aux débits et crues de la rivière.

Il n'existe pas deux ouvrages en terre semblables — on ne peut pas en dire autant des barrages en béton, comme le montrera M. MARTIN.

(\*) Voir page 49.

## II. — L'ANATOMIE DES BARRAGES EN TERRE

### 1° Les remblais.

Chaque fois que la chose est possible, on préfère utiliser plusieurs terres de natures différentes en séparant les fonctions d'étanchéité et de stabilité, sauf dans le cas très rare où l'une des terres disponibles est un matériau idéal, permettant de construire économiquement un barrage homogène. Comme on le sait, les terres les plus imperméables sont en général les moins stables. On est donc amené à faire jouer aux différentes terres des rôles distincts : les plus imperméables assurent l'étanchéité et les plus perméables, ou même des enrochements, assurent la stabilité. Cette disposition permet de réaliser des économies de volume appréciables et les barrages à zones ainsi constitués sont très généralement préférés. La figure 8 montre le remblai du barrage de Lookout Point en construction. On distingue la partie centrale étanche, d'aspect plus sombre, entre les deux massifs stabilisateurs. Ces massifs, en alluvions naturelles, sont séparés du noyau central par des filtres en pierres cassées, dont l'un est nettement visible sur la figure 9.

Voici quelques exemples de barrages américains :

#### Barrage de Watauga (T. V. A.).

C'est un barrage symétrique de 90 m de haut dont le noyau étanche épais est stabilisé par des massifs en enrochements. C'est encore un cas où le barrage en béton aurait pu convenir. La vallée est étroite et symétrique (250 m de large au couronnement) et la fondation est constituée par une excellente quartzite. Tous les types de barrages ont été étudiés par le Maître de l'œuvre, y compris la voûte en béton ; le barrage en terre et en enrochements a été jugé plus économique (fig. 10) (\*).

Il faut signaler que les enrochements ont été pris à proximité immédiate du barrage et abattus en grande

masse. Les 1 600 000 m<sup>3</sup> de roches nécessaires ont été abattus en quelques tirs. La figure 11 représente un tir utilisant 210 t d'explosif à Watauga. La figure 12, après l'explosion, montre combien les 600 000 m<sup>3</sup> d'enrochements avaient été bien brisés. L'un de ces tirs, au barrage de South Holston, utilisant 620 t d'explosif, a donné 1 350 000 m<sup>3</sup> d'enrochements requérant extrêmement peu de pétardage.

#### Barrage de Mc Kay (Bureau of Reclamation).

Le schéma de cet ouvrage est très simple (fig. 13) (\*).

Le massif est homogène et constitué par des alluvions naturelles de granulométrie bien continue et contenant peu de fines.

L'étanchéité est assurée par un masque amont en béton, légèrement armé et sans joints, sauf les joints de construction.

Les murs en béton, noyés dans le massif de terre, souvent employés dans le passé, sont à juste titre abandonnés. Ils ne sauraient se défendre que sous la forme d'un masque souple en béton armé, moins exposés à la rupture. Mais, en général, la terre coûte moins cher.

#### Barrage de Nantahala.

Le masque étanche est, ici, précisément constitué par de la terre compactée, en faible épaisseur. Le barrage a 80 m de haut, et le masque étanche n'a que 8 m d'épaisseur à la base. Les massifs sont en enrochements. Les filtres de transition sont constitués par du sable et des pierres cassées. Ils sont destinés à éviter que les matières fines du masque ne soient entraînées par les eaux de percolation et n'ont aucun effet de drainage (fig. 14) (\*).

(\*) Voir page 49.

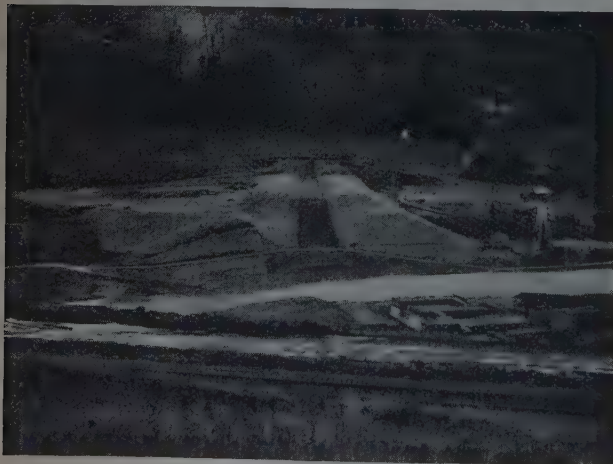


FIG. 8. — Remblai du barrage de Lookout Point en construction.



FIG. 9. — Remblai du barrage de Lookout Point en construction.



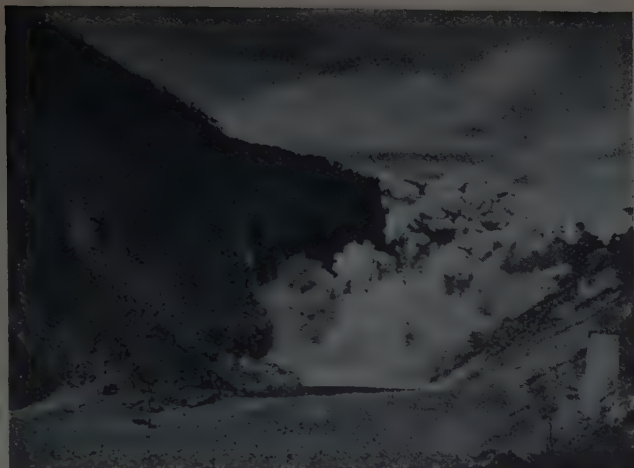


FIG. 11. — Tir en grand à Watauga (210 t d'explosif).

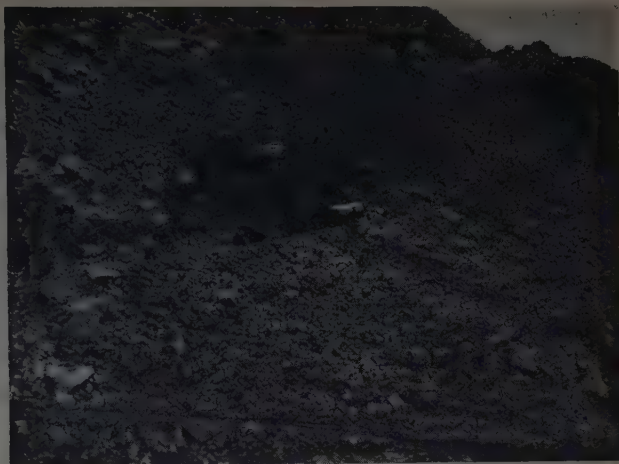


FIG. 12. — Travail en carrière après le tir, à Watauga.

#### Barrage de Vigario (Brésil).

Mais les filtres peuvent jouer aussi un autre rôle. Celui de drainer les fuites à travers le barrage et de rabattre les lignes de courant, de façon à les empêcher d'émerger sur le parement aval (fig. 16). Il suffit pour cela qu'ils soient constitués par des matériaux plus perméables. Ce qui compte c'est le rapport des perméabilités.

Dans le cas du barrage de Vigario (Brésil), construit en gneiss décomposé qui, après compactage, était imperméable, il n'y avait pas de problème d'étanchéité. Mais pour accroître la stabilité, TERZAGHI, auteur du projet, a prévu un filtre qui règne sous tout le pied aval de l'ouvrage et se retourne verticalement dans l'axe (fig. 15) (\*). Toute la portion aval de l'ouvrage se trouve ainsi à l'abri des eaux de percolation, dangereuses pour la stabilité. Ce barrage a 40 m de haut, comme nous l'avons déjà signalé.

#### Barrage de Green-Mountain (Bureau of Reclamation).

Dans ce barrage de 100 m de haut, la zone imperméable à l'amont et la zone perméable à l'aval sont à peu près de même importance. La zone de transition joue le rôle d'un filtre de protection, pour éviter l'entraînement des particules fines (fig. 17) (\*).

On remarquera les trois murs parafoilles en béton, prolongés chacun par un voile d'injection dans le rocher de la fondation. L'efficacité de ces murs est aujourd'hui contestée et tout le monde est d'accord pour les supprimer. On se contente d'injecter le rocher lorsqu'il est fissuré, sous une galette de béton légère qui fait bouchon superficiel.

(\*) Voir page 49.

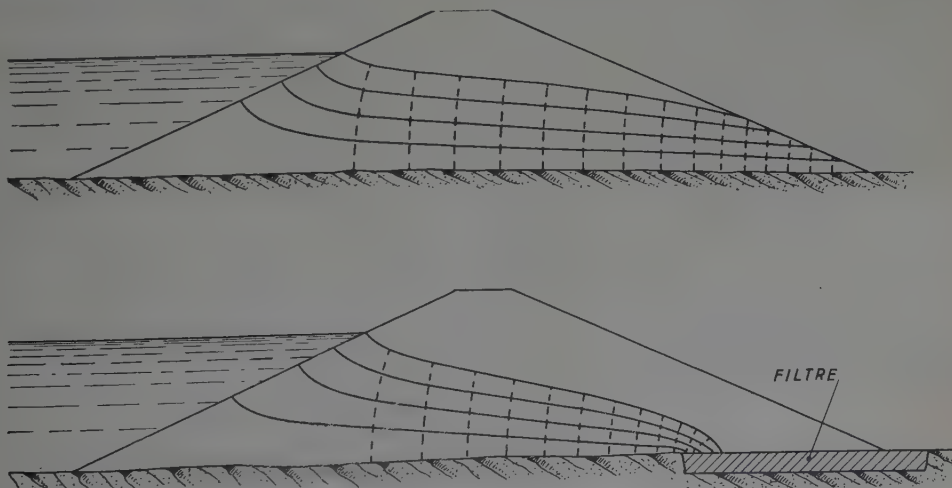


FIG. 16. — Lignes de courant dans un barrage homogène, avec et sans filtre aval.

## Barrage de Mohawk.

Sur les fondations perméables, et orsqu'on ne peut atteindre économiquement (\*) la couche imperméable ou le rocher, on se contente, en général, d'allonger le chemin de percolation sous l'ouvrage en prolongeant le noyau étanche par un tapis imperméable à l'amont (fig. 18) (\*).

On diminue le risque de renard en réduisant, d'une part la pression de l'eau de percolation émergeant à l'aval; c'est le rôle du tapis amont. D'autre part, on s'oppose à l'entraînement local des éléments fins de la fondation en disposant sur la zone aval menacée un filtre inversé.

Enfin, la surcharge placée sur le filtre élimine le risque de soulèvement du terrain à l'aval du barrage du fait de la pression ascendante des eaux d'infiltration.

## Barrage de Arkabutla (Corps des Ingénieurs de l'Armée).

Lorsque la fondation est perméable mais recouverte par une couche imperméable, comme c'est le cas ici, il existe un autre danger : celui de voir les eaux de percolation dans la zone perméable sous-jacente se mettre en pression à l'aval et soufler le toit imperméable (fig. 19) (\*).

Deux précautions sont possibles séparément ou simultanément. La première, prise très fréquemment par le Bureau of Reclamation, consiste à surcharger le pied aval du barrage par un massif perméable qui, par son poids simplement, s'oppose au soulèvement.

Le second remède, employé surtout par les Ingénieurs de l'Armée, consiste à forer profondément des puits filtrants qui soulagent les sous-pressions et s'opposent par leur constitution en filtres à l'entraînement des matériaux. Ils sont donc des éléments stabilisateurs complets. Cette méthode est en plein développement et connaîtra certainement un avenir considérable.

Évidemment, ces puits augmentent l'importance des fuites. Employés seuls, ils ne conviennent donc qu'aux barrages où l'on peut tolérer des pertes d'eau. Mais si on emploie, en outre, un tapis amont ou un traitement de fondation en profondeur, ils constituent une excellente solution au problème des sous-pressions à l'aval des barrages en terre.

D'une façon générale, l'usage des filtres, soit sous le massif aval, soit sous forme de puits filtrants, est de nature à simplifier le problème du parafouille. On fait fond alors sur la longueur de percolation augmentée, au besoin, par un tapis amont.

Un nombre croissant de barrages américains n'a pas de parafouille, bien que les fondations perméables soient de plus en plus fréquentes.

Et même il arrive au Bureau of Reclamation, qui a toujours été partisan de la tranchée parafouille, de ne pas la prolonger en profondeur jusqu'à la couche étanche, ni directement, ni au moyen d'un rideau de béton, de palplanches ou d'injections.

Quelquefois, l'augmentation de la longueur de percolation est faite par les dépôts de déblais provenant des fouilles du déversoir, des prises d'eau ou du canal de fuite. Assez fréquemment ces déblais peuvent être avantageusement employés pour engraisser les

parements de la digue, à l'aval s'ils sont perméables, à l'amont s'ils sont imperméables (Fort Randall. Garrison. Davis).

Il n'en reste pas moins que les recherches systématiques sont actuellement entreprises, aussi bien en laboratoire que sur chantier expérimental, pour étancher *in situ* les alluvions à coup d'injections, soit de ciment soit de produits chimiques.

Le premier de ces essais a eu lieu à Folsom et s'est soldé par un demi-échec.

## 2° Les enrochements de protection.

Les parements des barrages en terre doivent être protégés contre l'action érosive des vagues de la retenue ou des eaux de pluie. On emploie généralement des blocs de rocher presque toujours déversés en vrac, et constituant une couche de 50 cm à 1 m d'épaisseur posée sur filtre. La figure 20 montre le parement amont du barrage de Davis construit par le Bureau of Reclamation. La figure 21 donne les zones granulométriques des enrochements et des filtres ainsi que les zones granulométriques



FIG. 20. — Enrochements de protection sur le parement amont du barrage de Davis (Bureau of Reclamation).

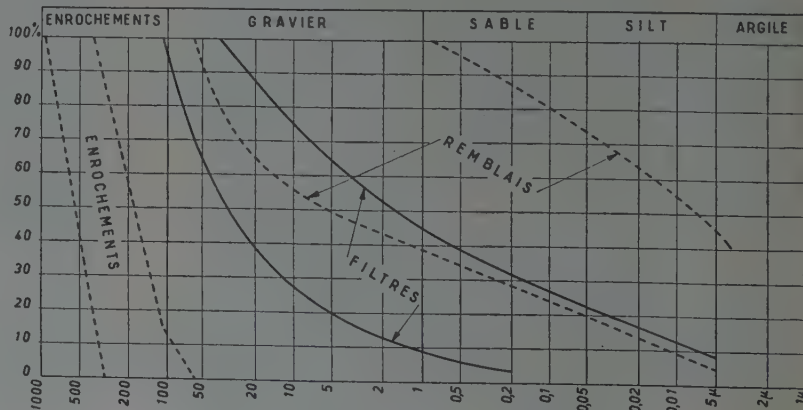


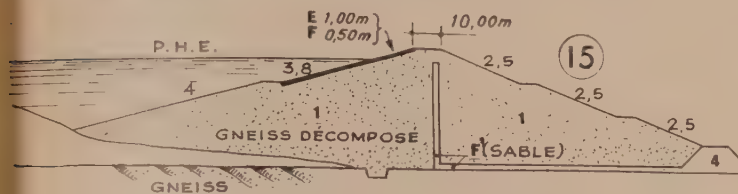
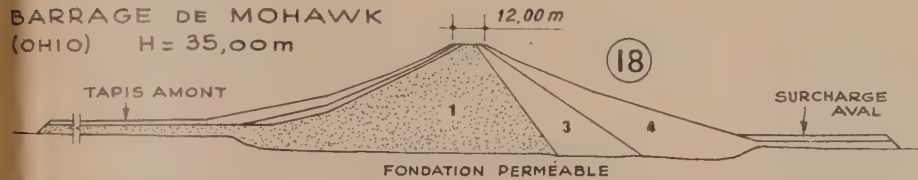
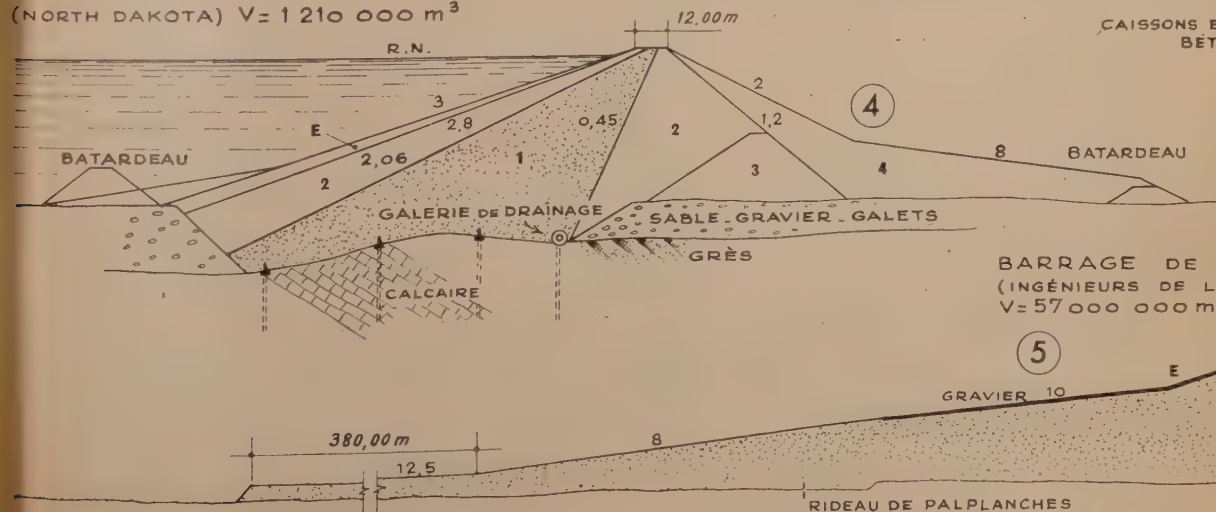
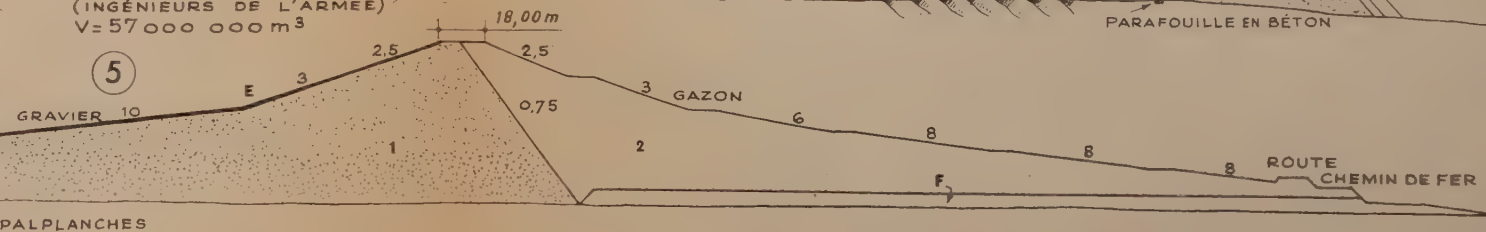
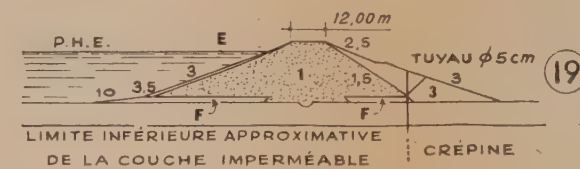
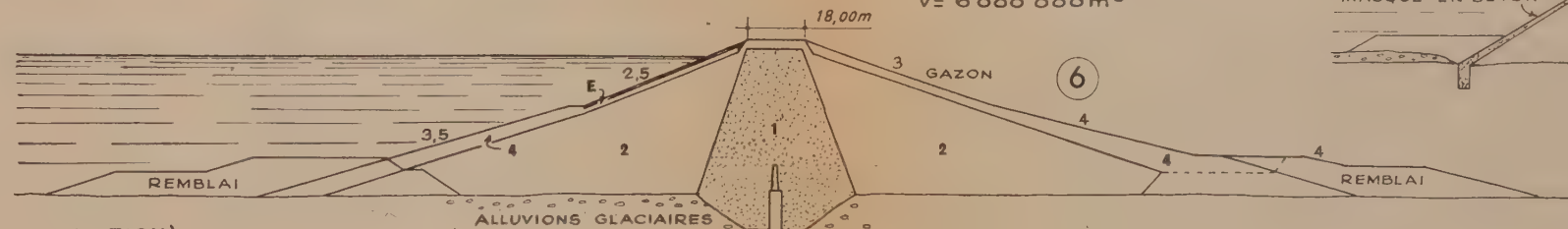
FIG. 21. — Zones granulométriques des enrochements, filtres et remblais d'après une enquête des Ingénieurs de l'Armée.

(\*) Étude économique qui dépend du prix de l'eau et qui consiste à comparer le prix de l'eau perdue au prix des travaux nécessaires pour ne pas la perdre ou pour n'en perdre qu'une partie.

(\*) Voir page 49.

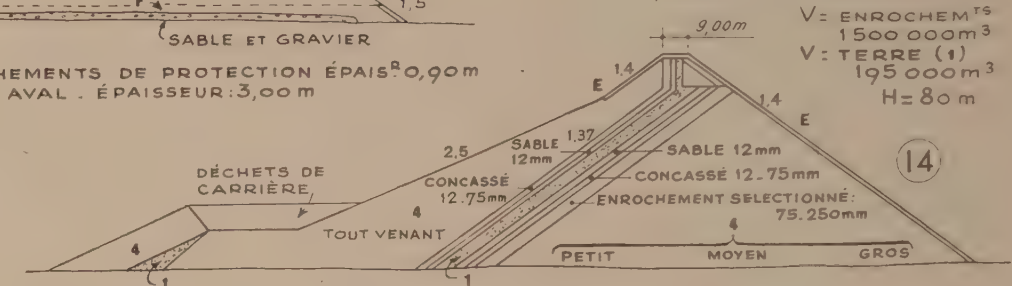
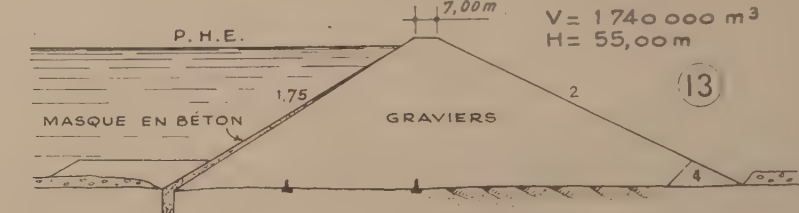
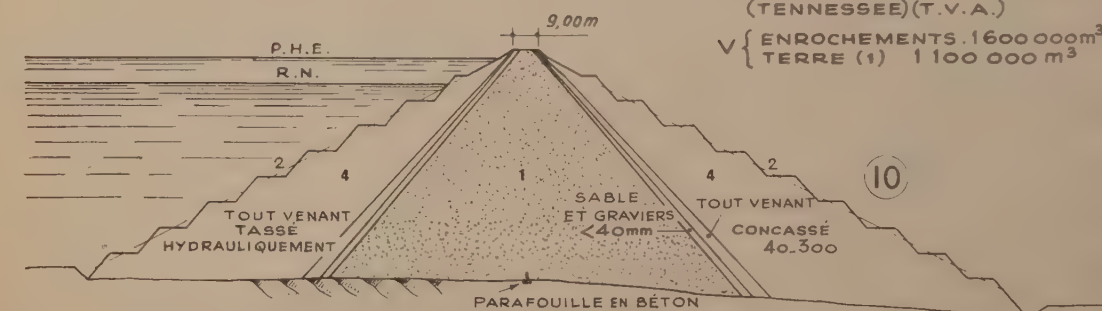


## COUPES DE BARRAGES

FIGURES : 4, 5, 6, 10, 13, 14, 15, 17, 18, 19.  
(numéros encadrés)ÉCHELLE  
0 50 100mBARRAGE DE VIGARIO (BRÉSIL)  
 $V = 910\,000\text{ m}^3$  -  $H = 40\text{ m}$   
F : FILTRE AXIAL ET AVAL.  
F : FILTRE SOUS LES ENROCHEMENTS.BARRAGE DE MOHAWK (OHIO)  $H = 35,00\text{ m}$ BARRAGE D'ALCOVA (BUREAU OF RECLAMATION)  
(NORTH DAKOTA)  $V = 1\,210\,000\text{ m}^3$ BARRAGE DE GARRISON  
(INGÉNIEURS DE L'ARMÉE)  
 $V = 57\,000\,000\text{ m}^3$ BARRAGE DE GREEN MOUNTAIN (COLORADO)  
 $V = 3\,420\,000\text{ m}^3$  -  $H = 100\text{ m}$ BARRAGE DE ARKABUTLA  
(MISSISSIPPI)  
 $V = 3\,500\,000\text{ m}^3$   
 $H = 22,00\text{ m}$ BARRAGE DE MERRIMAN (NEW-YORK) (CITY OF NEW YORK)  
 $V = 6\,000\,000\text{ m}^3$ E : ENROCHEMENTS DE PROTECTION ÉPAISS 0,90m  
F : FILTRE AVAL - ÉPAISSEUR : 3,00m

## LÉGENDE.

- 1 MATÉRIAUX IMPERMÉABLES.
- 2 MATÉRIAUX SEMI-PERMÉABLES.
- 3 MATÉRIAUX PERMÉABLES.
- 4 ENROCHEMENTS.
- E ENROCHEMENTS DE PROTECTION.
- F FILTRE

BARRAGE DE NANTAHALA  
(NORTH CAROLINA)
 $V = \text{ENROCHEMENTS } 1\,500\,000\text{ m}^3$   
 $V = \text{TERRE (1) } 1\,950\,000\text{ m}^3$   
 $H = 80\text{ m}$ 
BARRAGE DE MAC KAY  
(OREGON)
 $V = 1\,740\,000\text{ m}^3$   
 $H = 55,00\text{ m}$ 
BARRAGE DE WATAUGA  
(TENNESSEE) (T.V.A.)
 $V = \text{ENROCHEMENTS } 1\,600\,000\text{ m}^3$   
 $V = \text{TERRE (1) } 1\,100\,000\text{ m}^3$ 






des remblais qui les supportent pour une vingtaine de barrages américains. On remarquera que, dans certains cas, on peut se passer du filtre, si le matériau du remblai a déjà la granulométrie d'un filtre.

Dans la plupart des cas cette protection coûte fort cher. Pour les petites digues, il arrive qu'elle compte parfois pour la moitié dans le prix total du remblai.

Les enrochements doivent, en principe, être constitués par une roche dure, ne s'épaufrant pas, ne se brisant pas lors de la pose, résistant bien au gel et aux agents atmosphériques.

Mais une roche de bonne qualité n'est pas toujours présente sur le site du barrage et on est allé parfois la chercher très loin. Au barrage de Bonny (Colorado), par exemple, on a transporté les matériaux par trains et camions sur près de 300 km. Le *Bureau of Reclamation* recherche actuellement des revêtements moins chers. Des expériences et des chantiers d'essai sont en cours. On y étudie les revêtements bitumineux et les revêtements de sol-ciment.

Quelquefois, des revêtements en béton armé, sans joints, ont été employés avec succès.

Les Ingénieurs de l'Armée ont entrepris récemment une enquête sur le comportement des enrochements de protection de plus de trente barrages. Ils ont conclu qu'on pouvait, dans bien des cas, être moins exigeant sur la qualité des enrochements et qu'on pouvait réduire l'épaisseur des couches généralement adoptées, sauf peut-être pour les très grandes retenues.

### 3° L'évacuation des crues et les vidanges.

La première mesure à prendre contre la submersion est de ménager une forte revanche de la digue au-dessus des plus hautes eaux de la retenue. Cette revanche est évidemment fonction de la hauteur des vagues, qui, elle-même, dépend de la forme et de la grandeur de la retenue ainsi que du régime des vents.

Les revanches généralement admises sont au moins de 2 à 3 m, comptés au-dessus de la retenue maximum. La tendance actuelle serait, d'ailleurs, d'augmenter encore ces marges, à la suite des crues du Missouri de l'été dernier.

Les déversoirs des barrages en terre sont de types très divers, et varient suivant l'importance des crues, la nature de la fondation et les formes topographiques de la vallée.

#### 1° Section déversante en béton.

C'est le déversoir classique des barrages-poids (fig. 22). Quand on l'adjoint à un barrage en terre, on le place dans le lit mineur de la rivière, les ailes de l'ouvrage étant en terre compactée.

Cette solution est réputée être la plus chère et elle exige des fondations convenables pour le massif déversant. Mais elle présente le grand avantage de maintenir la crue dans le lit de la rivière, et pour les gros débits, c'est souvent la seule possible.

Naturellement, il faut assurer le raccordement étanche des remblais de terre avec l'ouvrage en béton. Cela amène souvent à construire des murs de soutènement énormes pour contenir les remblais, dans la région où ils sont justement les plus hauts. La figure 23 représente la clef du barrage de Mc Nary (Ingénieurs de l'Armée). Une clef en béton contre laquelle on compacte avec beaucoup de soin les matériaux les plus imperméables pénètre à l'intérieur du remblai.

On peut se passer de tout ou partie du mur en aile en prolongeant le barrage poids lui-même (en général à pleine section) dans la digue en terre.

Cette association d'un ouvrage en béton et d'un ouvrage en terre est maintenant classique aux États-Unis (fig. 24).

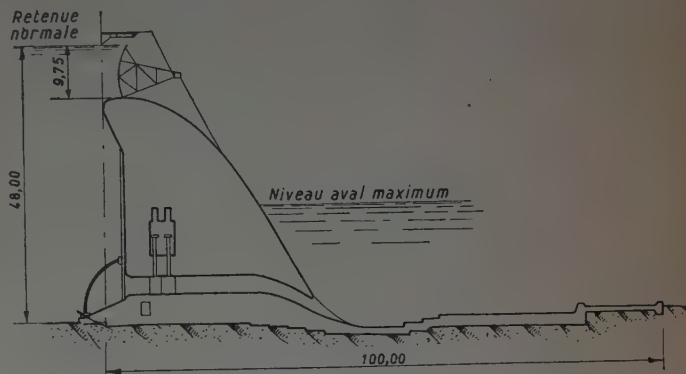


FIG. 22. — Section déversante en béton du barrage de Cherokee (T. V. A.).

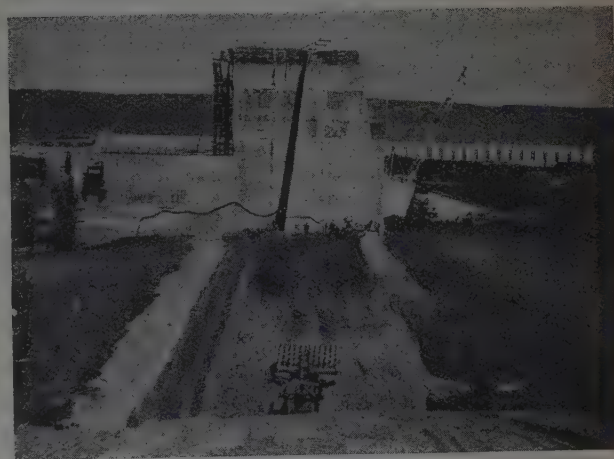


FIG. 23. — Raccordement terre-béton du barrage de Mc Nary (Ingénieurs de l'Armée).

On la trouve fréquemment dans les réalisations de la T. V. A. ou des Ingénieurs de l'Armée. Le massif déversant en béton permet de traiter facilement les autres ouvrages, en particulier, les prises d'eau et les vidanges. L'usine hydroélectrique, ou l'écluse de navigation, le cas échéant, sont intégrées dans ce massif à fonctions multiples.

#### 2° Déversoir latéral.

Lorsque la fondation est constituée, au moins sur une rive, par une roche de qualité suffisante, on peut construire un déversoir latéral (fig. 25). L'inconvénient de ce type d'ouvrage est qu'il requiert de grosses fouilles qu'il n'est pas rare de modifier en cours d'exécution pour les adapter aux conditions géologiques locales. Mais il permet de développer le seuil déversant le long d'une ligne de niveau de la vallée, ce qui s'impose lorsque les rives sont fortement pentées. Les vidanges et prises d'eau sont alors, généralement, passées en tunnel.

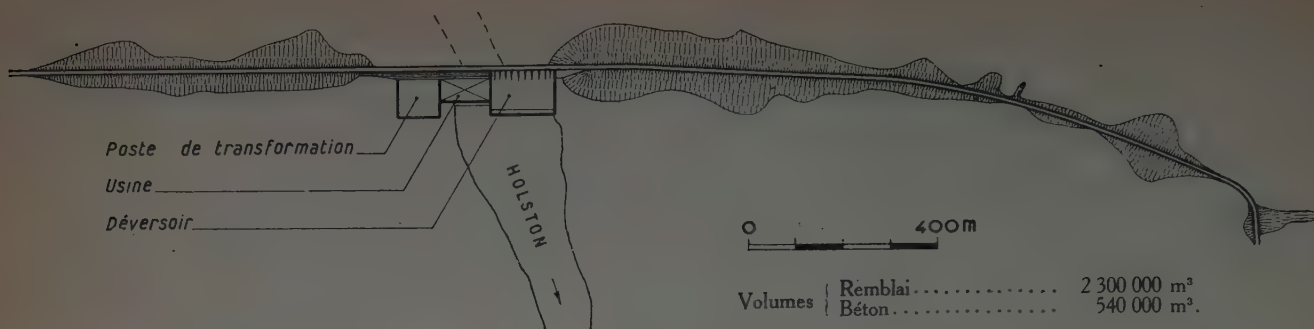


FIG. 24. — Plan du barrage de Cherokee (T. V. A.).

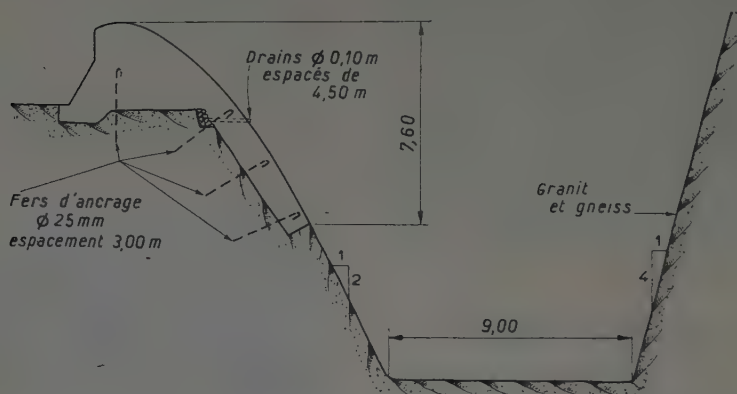


FIG. 25. — Coupe du déversoir latéral du barrage de Mount Surry (Ingénieurs de l'Armée).

### 3° Déversoir de rive.

Si, au contraire, l'une des rives au moins n'est pas trop pentée, on pose le déversoir dessus, sa crête étant alors sensiblement parallèle à l'axe longitudinal du barrage (fig. 26). La figure 27 montre le déversoir de Cachuma (Bureau of Reclamation) en construction. Malheureusement, l'absence de pente reflète, en général, la médiocrité de la fondation, et il arrive que les ingénieurs américains ne reculent pas, à cet égard, devant quelques hardiesses. On a placé, en particulier, de tels déversoirs sur des fondations de roche tendre, ou même sur des fondations non rocheuses.

Après le seuil déversant, prolongé en profondeur par un parafouille, un canal épouse, avec le minimum de

fouilles, la forme topographique de la rive; il est revêtu de béton jusqu'au point où l'on ne craint plus l'érosion. Ce radier de béton est posé sur des drains de sable et graviers. Dans certains cas, on le pose sur un lit continu de graviers et lui-même est construit sans joints (Fort Randall).

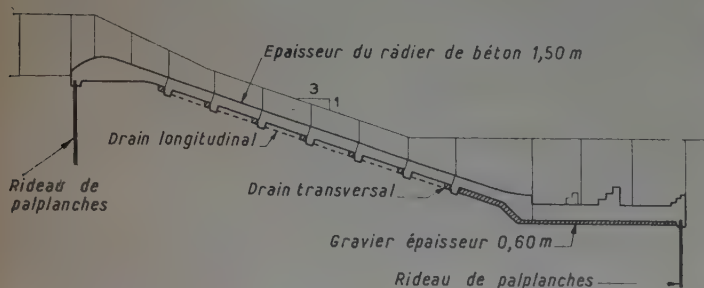


FIG. 26. — Coupe du déversoir de rive du barrage de Sardis (Ingénieurs de l'Armée).

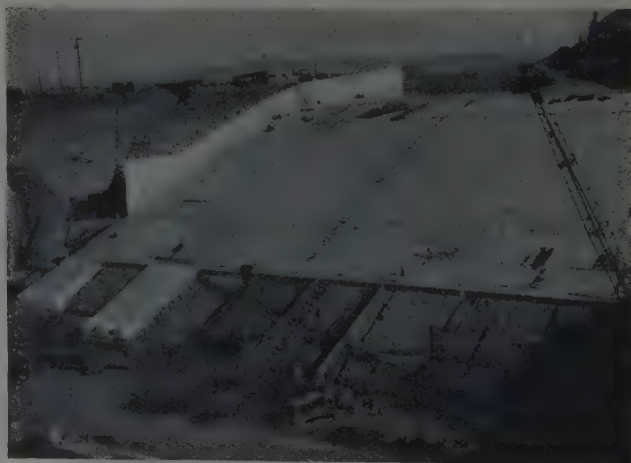


FIG. 27. — Déversoir du barrage de Cachuma en construction (Bureau of Reclamation).



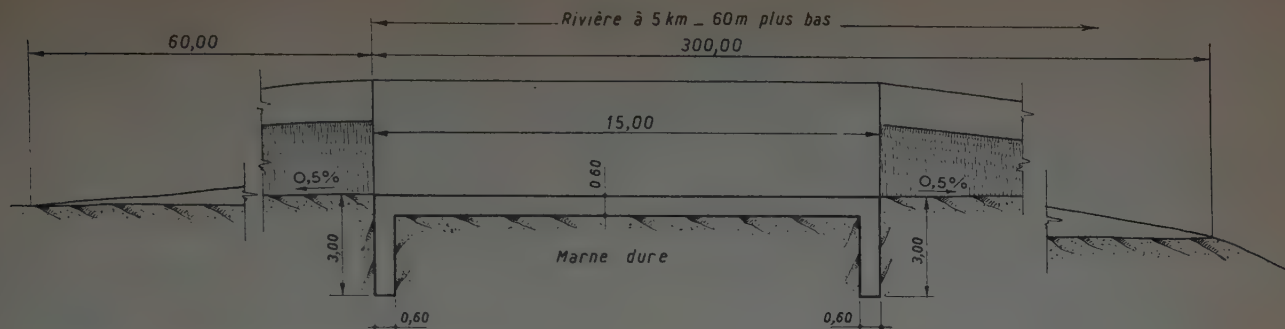


FIG. 28. — Coupe du déversoir de Col du barrage de Blakely Mount (Ingénieurs de l'Armée).

Deuxième trait d'audace assez fréquent : placer les vidanges et les prises d'eau dans le remblai lui-même, sur fondation médiocre (le diamètre des conduites dépasse alors rarement 1,50 m et les charges 30 à 40 m). Toutes précautions sont prises, naturellement, contre une fuite éventuelle à travers le massif de terre, amorce inmanquable d'accident grave (joints flexibles, collerettes d'étanchéité, vannes reportées vers l'amont, conduite intérieure en acier, etc.).

#### 4° Déversoir de col (fig. 28).

Pour les déversements rares, on utilise parfois, quand la chose est possible, un col dont le niveau est peu supérieur à celui de la retenue normale. Suivant la nature du terrain, le col est revêtu de béton ou non. Assez fréquemment, un seuil rocheux naturel permet d'éviter la construction d'un seuil en béton. Dans certains cas, assez rares, le col est suffisamment aplati pour qu'on s'en serve comme de trop plein, sans aucun revêtement, les vitesses étant faibles (barrage de Mosquito Creek). Naturellement tous ces déversoirs de cols, ne peuvent convenir qu'à des débits faibles, sans quoi les phénomènes d'érosion risqueraient d'être graves.

#### 5° Déversoirs « fusibles » (fig. 29).

La sécurité vis-à-vis des crues doit être maximum pour les barrages en terre puisque la submersion leur est fatale. On est donc conduit à surestimer les crues. Ce qui peut coûter extrêmement cher. Aussi les Américains emploient-ils parfois le déversoir « fusible » qui n'est autre qu'une petite digue en terre placée sur un col et destinée à être emportée dès que la crue atteint une valeur dangereuse. Lorsqu'une crue provoque le déversement par-dessus un déversoir « fusible », la terre qui le constitue est enlevée par l'eau, une brèche s'ouvre et la crue est évacuée. On reconstruit le « fusible » après coup.

Pour éviter que la rupture de ces digues « fusibles » ne libère brusquement une tranche d'eau importante et ne crée à l'aval une crue artificielle plus dangereuse que la crue naturelle, on les construit parfois en plusieurs sections, séparées par des murs en béton et arasées à des cotes différentes. La section la plus basse part la première et ce n'est que si la crue persiste et que si le niveau de la retenue continue à s'élever que la seconde section est enlevée. Et ainsi de suite. Tout se passe comme si on ouvrait successivement de petites vannes.

#### 6° Tunnels.

Enfin, lorsque les rives sont rocheuses et de bonne qualité, on peut évacuer les crues par des tunnels. Le cas n'est pas différent alors de celui des barrages en béton.

Après cette description des réalisations américaines nous allons voir comment les ingénieurs américains mènent le projet et comment ils construisent leurs ouvrages en terre.

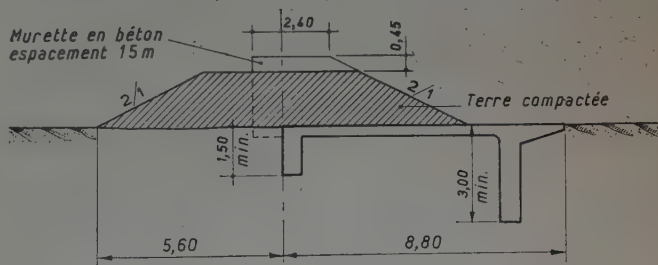


FIG. 29. — Coupe du déversoir fusible du barrage de Box-Butte (Bureau of Reclamation).

### III. — LES ÉLÉMENTS DU PROJET

Un projet de barrage en terre *se calcule*. Mais dans le domaine des terres plus qu'en tout autre, le calcul ne peut servir qu'à aider le jugement. Il ne faut jamais s'y fier complètement. D'abord parce que, comme tout calcul d'ingénieur, on le simplifie pour le rendre abordable, et surtout parce que les propriétés de la matière qui est appelée à constituer le barrage *ne sont jamais connues exactement* ne serait-ce que par le fait des variations inévitables des caractéristiques des matériaux exploités, variations qui peuvent amener à modifier le projet en cours de construction. Ce sont des choses qui arrivent, même en Amérique.

Enfin, et c'est là un point capital, au fur et à mesure que les fondations des sites disponibles deviennent de plus en plus médiocres, l'élément d'incertitude change de place et de grandeur car, quel que soit le nombre et la qualité des sondages faits dans une fondation, ils n'en donnent qu'un aperçu sporadique et incomplet. Les mesures faites au laboratoire, de leur côté, ne peuvent prétendre donner les propriétés exactes de la terre recueillie dans les fondations.

Aussi, l'Américain ne recherche-t-il pas des méthodes analytiques subtiles pour le calcul des barrages en terre. Au contraire, il s'efforce d'abord d'étudier le plus complètement possible les propriétés de la fondation et des terres disponibles par des *reconnaisances en profondeur* et des *essais de laboratoire*. Puis, et c'est là le plus difficile, il *interprète* les résultats de ces études préliminaires. Rien ne peut alors remplacer la connaissance empirique, l'expérience des précédents et surtout *les résultats des mesures directes permanentes* faites sur les ouvrages en service (mesure des pressions interstitielles, des tassements, des fuites).

#### 1° Essais de laboratoire.

Nous supposons connues les méthodes d'essais utilisées pour l'étude des terres : l'essai Proctor, l'aiguille Proctor, l'œdomètre, les machines de cisaillement, etc.

Nous n'évoquerons ici que deux points particuliers qui nous semblent être nouveaux.

Le premier est relatif à l'essai Proctor. On sait que l'essai Proctor se fait dans un cylindre de petite dimension et sur des échantillons préalablement criblés au tamis de 5 mm. Les cailloux gêneraient considérablement aussi bien le pilonnage que la détermination de la résistance à la pénétration. Le *Bureau of Reclamation* a fait récemment des recherches expérimentales très complètes pour savoir s'il était vrai que l'élimination des cailloux modifiait considérablement les résultats comme le prétendaient certains critiques. Ces recherches ont montré que les terres contenant *jusqu'à 1/3 de cailloux* de dimensions comprises entre 5 mm et quelques 150 ou 200 mm se comportaient très exactement comme leur portion fine. C'est-à-dire que les valeurs de la résistance au cisaillement, des tassements sous charge, des pressions interstitielles, de la perméabilité, etc., peuvent être mesurées

aussi bien sur la terre fine que sur le mélange, cailloux compris. Pour ces terres, et il est rare de dépasser cette proportion de cailloux dans les massifs imperméables, *il est donc très légitime de n'étudier au laboratoire que la portion fine*.

Les terres contenant entre 1/3 et 2/3 de cailloux ne se comportent plus tout à fait comme leur portion fine. En général, la présence des cailloux dans de telles proportions a pour effet d'augmenter la perméabilité, de diminuer les tassements, d'augmenter la résistance au cisaillement. La méthode de Proctor ne peut plus alors servir que d'indication mais elle reste précieuse par sa simplicité et bien souvent suffisante.

Au-dessus de 2/3 de cailloux le mélange n'a pratiquement plus aucune des propriétés de la portion fine, celle-ci ne remplissant plus complètement les vides entre cailloux. Mais il s'agit là de terres très perméables qui ne peuvent plus être, à proprement parler, compactées, et qui servent à constituer les massifs stabilisateurs extérieurs des barrages à zones.

Le second point relatif aux méthodes d'essais, qui nous semble digne d'être évoqué ici, a pour objet la mesure de la résistance au cisaillement par *la machine à contraintes triaxiales*.

On sait que les terres perméables sans cohésion ont une courbe intrinsèque rectiligne et vérifiant la loi de Coulomb. Par contre, les terres cohérentes donnent, en général, des courbes intrinsèques non rectilignes, du moins dans l'essai de cisaillement simple. Il devient alors très difficile de définir les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion utilisées dans les calculs de stabilité. Cette difficulté tient essentiellement à l'existence de pressions interstitielles. Le phénomène est connu depuis longtemps, mais ce n'est qu'en 1936 que des expériences systématiques entreprises par le *Bureau of Reclamation* ont permis son étude précise et ont mis en lumière son importance capitale pour l'étude des barrages en terre.

La valeur de la pression interstitielle varie avec la perméabilité du matériau et son degré de saturation.

Lorsqu'on fait un essai de cisaillement sur une terre cohérente très peu perméable on trouve donc des valeurs de la résistance au cisaillement différentes suivant le degré de saturation et suivant la vitesse de l'essai, qui permet ou non à l'eau de s'échapper. Seul, un essai, extrêmement lent permettrait de vérifier la loi de Coulomb. Les ingénieurs du *Bureau of Reclamation* ont levé cette difficulté en utilisant la machine à contraintes triaxiales imaginée par M. CAQUOT, il y a de longues années. Elle seule permet la mesure de la pression interstitielle, du fait que l'échantillon est dans une enveloppe étanche. Les contraintes intergranulaires (celles qu'on obtient par déduction de la contrainte hydrostatique due à la pression interstitielle) vérifient admirablement bien la loi de Coulomb. L'enveloppe de plusieurs cercles de Mohr est, avec une excellente précision, une droite qui définit un angle de frottement interne et une cohésion.

Le *Bureau of Reclamation* prétend d'ailleurs qu'on trouve toujours une droite, et un angle appréciable, même pour les argiles, contrairement à ce que certains



auteurs ont avancé; mais pour cela il faut adopter le critère de rupture mis en évidence sur la figure 30 : on admet que la rupture coïncide avec la déformation pour laquelle le rapport  $\frac{n'_1}{n'_3}$  des deux contraintes principales intergranulaires extrêmes est maximum.

L'essai en contraintes triaxiales est le seul essai de cisaillement employé par le *Bureau of Reclamation*, qui est équipé pour faire des mesures sur des éprouvettes cylindriques allant jusqu'à 23 cm de diamètre et 55 cm de hauteur.

Proctor, par contre, reste fidèle à l'essai de cisaillement simple qu'il estime être plus représentatif des conditions réelles de rupture d'un remblai. Cependant, il ne faut pas se dissimuler que les conditions réelles de rupture sont très difficiles à reproduire au Laboratoire, en particulier du fait du caractère progressif de celle-ci. En effet, la rupture ne se produit pas simultanément en tous les points de la surface de glissement, mais elle se propage à partir d'un point plus ou moins central vers la périphérie, si bien que la résistance au cisaillement n'est pas la même en tous les points.

Quant aux *Ingénieurs de l'Armée*, ils emploient l'un et l'autre de ces essais en s'efforçant ensuite d'interpréter les différents résultats trouvés.

## 2<sup>o</sup> Coefficients de sécurité.

Les calculs de stabilité des remblais et de leurs fondations sont faits par tous les constructeurs américains par des méthodes très simples, telles que la méthode de Fellenius ou des cercles de glissement.

Le coefficient de sécurité au glissement, qui est le rapport entre les forces actives appliquées à la masse susceptible de glisser et les forces passives dues à la résistance au cisaillement le long de la surface de glissement, est en général voisin de 1,5. TERZAGHI conseille de ne jamais descendre au-dessous de 1,3, même pour les hypothèses péjoratives comme celle de la vidange totale et instantanée du réservoir. Les *Ingénieurs de l'Armée* dans ce cas descendent jusqu'à la limite théorique d'un coefficient de sécurité égal à l'unité. Par contre ils recommandent d'adopter, même pour les conditions moins sévères, des coefficients allant jusqu'à 2 lorsque les terres sont très argileuses car, dans ce cas, il est toujours assez difficile d'évaluer leur résistance au cisaillement.

Le choix de ces valeurs faibles s'explique par les deux raisons principales suivantes :

1<sup>o</sup> Les valeurs que les Américains choisissent pour les résistances au cisaillement dans le calcul sont les minima obtenus au Laboratoire ou en tout cas des moyennes systématiquement déplacées du côté des minima : les valeurs réelles sont, en général, plus fortes (mais malheureusement très mal connues).

2<sup>o</sup> Le coefficient de sécurité augmente avec le temps, grâce aux tassements, qui rendent progressivement la terre plus résistante.

C'est donc immédiatement après la construction et lors de la première mise en eau qu'un barrage en terre est le moins sûr.

Mais les mauvaises fondations que les Américains rencontrent de plus en plus fréquemment, comme nous l'avons déjà signalé, imposent souvent des pentes de talus si faibles que la stabilité du remblai proprement dit s'efface devant la stabilité de la fondation.

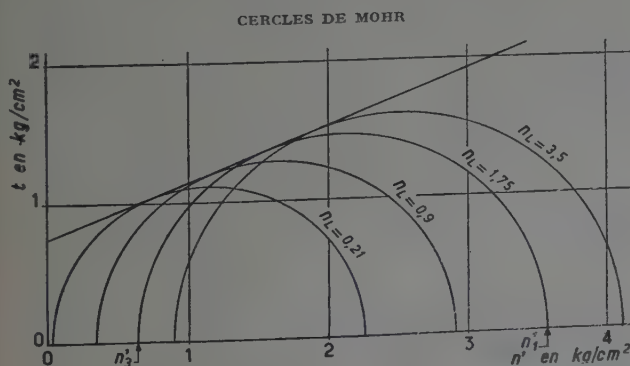
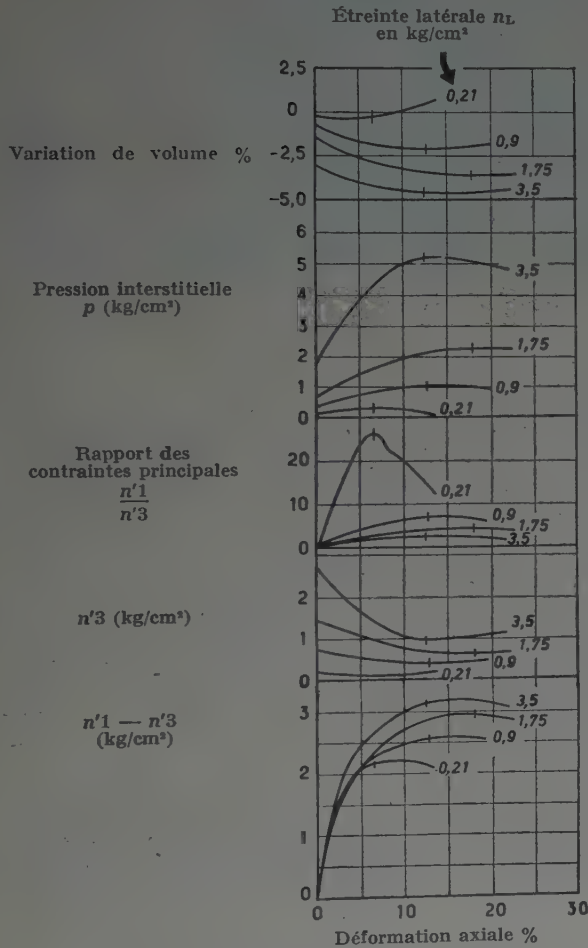


FIG. 30. — Résultats d'essais de cisaillement à l'appareil à contraintes triaxiales (*Bureau of Reclamation*).

#### IV. — LA MISE EN PLACE DES TERRES

Plus encore que sur les méthodes d'essais et sur la conception du projet, les opinions des constructeurs américains sont loin d'être unanimes sur les questions de mise en place des terres. Les techniques varient aussi bien sur la question des conditions optima de mise en place que sur les moyens à utiliser pour y parvenir.

##### 1° Teneur en eau à la mise en place.

On sait que pour une terre et une énergie de compactage données, il existe une valeur optimum de la teneur en eau qui permet d'obtenir la densité maximum. En fait, certains constructeurs adoptent systématiquement une teneur en eau plus élevée que cet optimum, d'autres une valeur inférieure.

Revenons pour un instant au phénomène de pression interstitielle. Plus la phase fluide (mélange d'air et d'eau) contient d'air, plus elle sera compressible, c'est-à-dire, pour un tassement donné, moins la pression interstitielle sera élevée. Si donc on veut éviter les fortes pressions, préjudiciables à la stabilité, il faudra se garder de compacter des terres dans un état trop voisin de la saturation, car alors elles ne contiennent presque plus d'air compressible.

Il se trouve que la teneur en eau, qu'il ne faut pas dépasser si l'on veut éviter les pressions interstitielles, est, en général, inférieure à l'optimum donné par les courbes Proctor.

On arrive alors à la contradiction entre les deux techniques.

— Celle de la T. V. A. et de l'Armée qui veut que la terre soit compactée à une teneur en eau *supérieure* à l'optimum de 1 à 2 %. La raison en est que la terre est plus facile à mettre en place, plus homogène, plus imperméable, et ne risque pas, même si elle est argileuse, de gonfler lors de la mise en eau du réservoir puisqu'elle est déjà fortement chargée en eau.

— La seconde technique, celle du Bureau of Reclamation qui veut que la terre soit compactée à une teneur en

eau *inférieure* à l'optimum de 2 à 3 % pour éviter les pressions interstitielles dangereuses <sup>(1)</sup>.

Cependant, il faut dire que la première méthode n'a jamais été appliquée qu'à des ouvrages de faible ou de moyenne hauteur, pour lesquels, en effet, la pression interstitielle n'est pratiquement pas dangereuse, les petits remblais étant, en général, surabondamment stables : leur épaisseur, et par conséquent leurs pentes, sont commandées en effet, par les conditions d'étanchéité et de construction. On pourrait pourtant objecter que le noyau étanche du barrage de Watauga (T. V. A.), avec ses 90 m de haut, a été construit de la sorte. Mais dans ce cas non plus il n'y avait pas de problème de stabilité, car les énormes massifs d'enrochements placés de part et d'autre du noyau écartaient tout risque de glissement, et un filtre, placé sous le tiers aval du noyau, permettait une certaine dissipation des pressions interstitielles.

La seconde méthode, au contraire, plus récente, a été conçue pour la construction des grands barrages de 60 m et plus, à la suite de *mesures directes* faites dans les remblais par le Bureau of Reclamation. Ces mesures de pressions, en particulier pendant la construction du barrage de Green Mountain (100 m de haut), montrèrent qu'en certains points la pression interstitielle atteignait les 2/3 du poids du remblai (fig. 31). C'est-à-dire que tout se passait comme si le coefficient de frottement interne, élément essentiel de la stabilité, était réduit au tiers de sa valeur. La teneur en eau, à la mise en place des terres, avait été choisie très voisine de l'optimum. Alertés, les ingénieurs du Bureau of Reclamation ont alors prescrit de limiter la teneur en eau à une valeur inférieure de 2 % environ à cet optimum.

Les grands barrages construits depuis, avec cette prescription, n'ont pas décelé de pressions interstitielles dangereuses.

Ainsi, le barrage de Horsetooth dans le Colorado, bien que constitué par des matériaux très fins susceptibles de donner de très fortes pressions internes si on les avait compactés à une teneur en eau voisine de l'optimum, n'a été le siège que de pressions insignifiantes, grâce à cette limitation de la teneur en eau.

(1) La teneur en eau est classiquement mesurée en %. Il s'agit ici de différences absolues et non de différences relatives.

1. ZONE IMPERMÉABLE;
2. ZONE SEMI-PERMÉABLE;
4. ENROCHEMENTS.

Les zones hachurées indiquent les régions où les pressions (en mètres d'eau) sont plus grandes que les hauteurs de remblai.

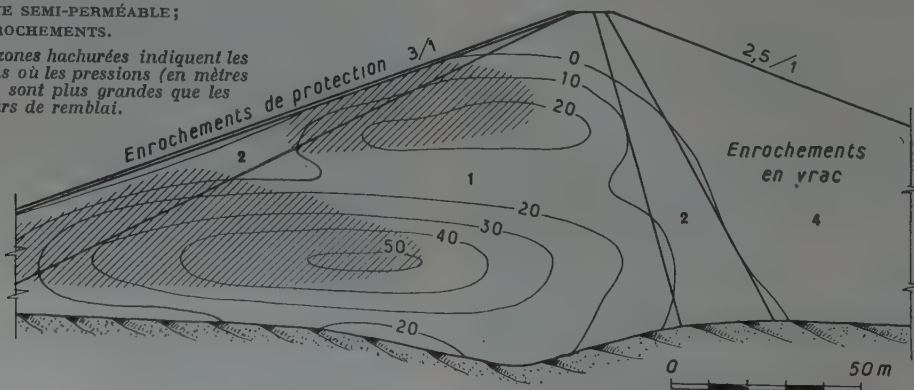


FIG. 31. — Lignes d'égales pressions interstitielles dans le remblai du barrage de Green Mountain, immédiatement après la construction (Bureau of Reclamation).





FIG. 32. — Rouleau à pneus de 50 t.

Il semble donc que, pour les grands barrages, il faille se placer au-dessous de l'optimum. Pour les petits ouvrages, les pressions internes n'étant pas dangereuses, il est possible de se placer au-dessus. Alors on obtient plus facilement un remblai bien homogène et plus imperméable. Cette façon de faire, adoptée par la T. V. A., a son origine dans les travaux de Proctor. Mais Proctor lui-même a reconnu le danger des pressions internes dans les grands ouvrages et recommande actuellement de réduire la teneur en eau pour les éviter.

La contradiction entre les deux techniques tend donc à disparaître et, compte tenu des considérations précédentes, on peut dire qu'elle est moins sérieuse qu'elle ne le paraît au premier abord.

## 2° Rouleaux à pneus ou rouleaux à pieds de mouton ?

Une autre controverse s'est ouverte à propos des outils de compactage : rouleaux à pieds de mouton et rouleaux à pneus.

Pour les terres sans cohésion, et surtout les graviers ou les alluvions à gros éléments, tout le monde a reconnu la supériorité des engins à pneus. Le *Bureau of Reclamation* emploie même parfois un simple tracteur à chenille, sans rouleau, pour fasser les graviers des zones perméables; les vibrations transmises par l'engin sont favorables au serrage. Mais pour les terres douées de cohésion, et c'est la plus grande partie des terres généralement utilisées dans les barrages, les avis sont partagés.

La critique faite aux rouleaux à pieds de mouton, notamment par l'Armée, est que les pressions unitaires élevées, sous les pieds, annoncées par les fabricants (30 à 45 kg/cm<sup>2</sup>) ne sont pas atteintes, car le rouleau porte sur plusieurs rangées de pieds (la pression ne dépasserait pas 7 kg/cm<sup>2</sup> dans certains cas).

D'autre part, il offre à la traction une résistance considérable et se trouve limité en poids par la puissance des tracteurs (on ne peut guère dépasser un poids de 15 à 20 t). Au contraire les rouleaux à pneus roulent bien et peuvent atteindre des poids très supérieurs, de l'ordre de 50 t (fig. 32 et 33). On a même construit des rouleaux de 200 t.



FIG. 33. — Rouleau à pneus de 50 t et son tracteur.

Naturellement, la pression unitaire sous le pneu est limitée, elle, par la pression de gonflage qui ne peut dépasser 5 à 7 kg/cm<sup>2</sup>. On n'obtient donc pas de pressions unitaires supérieures à celle des rouleaux à pieds de mouton, mais on intéresse des surfaces et des volumes beaucoup plus grands.

Proctor, partisan des rouleaux à pieds de mouton, répond que les pressions unitaires ne sont pas réduites autant qu'on vient de le dire par le roulement sur plusieurs rangées de pieds à condition que la disposition des pieds sur la jante soit bien étudiée (fig. 34). Il pense d'autre part que seul le rouleau à pieds de mouton peut compacter en profondeur, bien lier les différentes couches entre elles et éviter que seule la partie supérieure de chaque couche de terre ne soit bien serrée et forme une sorte de *croûte* (fig. 35) au-dessus de la partie inférieure, conservant, elle, des vides importants comme cela semble se produire avec les rouleaux à pneus.

Rien aux yeux de Proctor ne peut remplacer le pétrissage dû aux « dents » du rouleau à pieds de mouton, comme il dit. Le *Bureau of Reclamation* est du même avis.



FIG. 34. — Rouleau à pieds de mouton utilisé par Proctor.



FIG. 35. — Empreintes de pneus.

A l'heure actuelle, il est encore impossible de déceler une tendance générale en faveur de l'un ou de l'autre de ces rouleaux.

On peut dire cependant que l'emploi de plus en plus fréquent de terres contenant beaucoup de cailloux est un élément en faveur des rouleaux à pneus. Et pourtant le *Bureau of Reclamation* emploie à Cachuma des rouleaux à pieds de mouton dans des terres contenant entre 30 et 60 % de cailloux (fig. 36). Il faut dire qu'au-dessus de 40 % de cailloux le travail devient difficile.

Les rouleaux à pieds de mouton ont pour eux leur passé. Ils ont fait leurs preuves et sont utilisés depuis plus de 20 ans sur tous les chantiers de terre américains.

Les rouleaux à pneus sont beaucoup plus récents. Ils sont nés sur les aérodromes.

Il est intéressant de noter que lorsque l'Entrepreneur a le choix, ce qui arrive parfois, il préfère les rouleaux à pneus, d'une exploitation plus économique.

### 3° Le problème du triage.

Lorsque les terres dont on dispose contiennent une forte proportion de cailloux, on peut être amené à éliminer ces cailloux, soit pour permettre un compactage efficace et obtenir l'étanchéité voulue, soit pour les employer en massifs stabilisateurs et gagner ainsi sur le volume total du remblai.

Deux méthodes sont employées. Au barrage de Cachuma, le *Bureau of Reclamation* emploie une véritable installation de criblage, comparable par son importance à celles qui alimentent les chantiers de béton en agrégats classés. Les éléments plus gros que 300 mm sont retenus sur une grosse grille fixe et employés dans les zones externes. Les éléments compris entre 300 et 75 mm sont retenus sur quatre grilles vibrantes et employés dans les zones intermédiaires. Les éléments inférieurs à 75 mm sont compactés dans le noyau central.

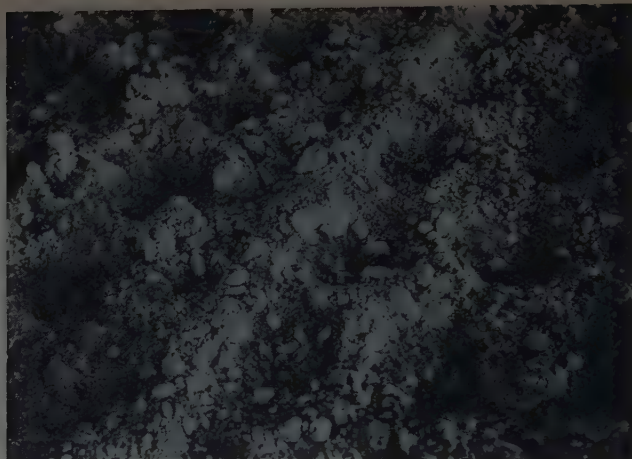


FIG. 36. — Empreintes des rouleaux à pieds de mouton dans le remblai du barrage de Cachuma.

La ville de New-York qui termine le dernier de ses trois grands barrages d'adduction d'eau, Merriman, Neversink et Downsville, a employé aussi une station de criblage (dénommée grizzly) qui a pu être avantageusement amortie sur les trois barrages (fig. 37).

Lorsque la proportion de cailloux n'est pas trop grande, les *Ingénieurs de l'Armée* prétendent qu'il est beaucoup plus économique de faire le triage sur le remblai au moyen de bulldozers munis d'un rateau prolongeant la lame classique et qui ratissent la terre au fur et à mesure de son arrivée sur le remblai. Les gros cailloux sont poussés par le rateau jusqu'au parement où ils constituent les massifs stabilisateurs perméables.



FIG. 37. — Station de criblage du barrage de Merriman.



## V. — LES CONTROLES

Les Américains exercent sur les barrages en terre deux types de contrôle. Ceux qui permettent de garantir que la terre est mise en place et compactée dans les meilleures conditions et ceux qui, par des mesures directes sur le remblai en cours de construction ou achevé, permettent de suivre son comportement et de s'assurer que la stabilité se conserve.

1<sup>o</sup> Contrôle de la mise en place.

En général, pour un matériau donné, les études de laboratoire, appuyées sur des précédents, permettent de définir la teneur en eau qu'il faudra assurer à la terre lors du compactage. Toutefois les Américains ne se dispensent jamais de vérifier sur une petite aire d'essai, et avant d'entreprendre la construction du remblai, que les normes de compactage ainsi définies conviennent bien. Souvent il faut modifier le poids des rouleaux, la pression de gonflage pour les rouleaux à pneus, l'implantation et la hauteur des pieds, la forme et la surface des semelles pour les rouleaux à pieds de mouton, le nombre de passes des rouleaux et enfin la teneur en eau à la mise en place.

Cette teneur en eau bien ajustée doit ensuite être vérifiée très fréquemment pendant toute la durée des travaux. Le laboratoire de chantier est un élément essentiel dans la construction d'un barrage en terre.

Les périodes de sécheresse un peu prolongées, ou au contraire les averses, viennent constamment modifier la teneur en eau des terres déchargées sur le remblai en construction. Des mesures très nombreuses permettent de savoir quelles corrections on doit apporter, soit par arrosage, soit, si la terre est trop mouillée, par arrêt du chantier jusqu'à ce que l'eau excédentaire soit évaporée. Ainsi, par exemple, au barrage de Neversink, on a fait 11 500 mesures de la teneur en eau soit 30 mesures environ par jour. Il est relativement facile d'arroser, il est beaucoup plus gênant d'avoir à attendre l'évaporation. C'est pourquoi dans le Nord-Est américain, le régime des pluies ne permet de travailler que 6 à 8 mois par an. Dans le Texas, au contraire on travaille 12 mois par an, ce qui permet d'utiliser au maximum le matériel et de réduire les prix de revient à près de moitié.

La mesure de la teneur en eau, dans les terres sans cailloux est très commodément faite à l'aiguille Proctor (Technique du Bureau of Reclamation, de Proctor lui-même et de la T. V. A.).

Par contre, dans les terres contenant des cailloux, il faut avoir recours à des mesures après desséchage au

four, beaucoup plus longues et par conséquent moins nombreuses. Il est vrai qu'on peut accélérer le séchage par l'emploi de lampes spéciales mais certains auteurs déconseillent cette façon de faire en raison de ses répercussions sur les propriétés des fines.

En plus de ces mesures, on fait, mais moins fréquemment, des mesures de densité en place, de perméabilité, et même de tassement. On vérifie le plus souvent possible la nature des terres extraites des carrières et l'on contrôle ainsi les résultats des études préliminaires. Des corrections aux normes de compactage sont parfois nécessaires.

2<sup>o</sup> Mesures directes sur le comportement du remblai.

Des appareils de mesures sont maintenant placés dans tous les grands remblais de barrage. Ils ont pour but de mesurer, les uns les pressions interstitielles, les autres les tassements et les déformations du massif, à la fois pendant et après la construction.

Les mesures de pressions interstitielles sont faites par des tubes piézométriques ou, si l'on recherche une meilleure précision, par des capsules à paroi poreuse reliées par tubes à des manomètres, comme le fait le Bureau of Reclamation.

Certains ouvrages, comme le barrage de Heart Butte, possèdent plus de cent capsules piézométriques.

Si, pendant la construction, certaines régions du barrage sont le siège de trop fortes pressions interstitielles, on peut agir quand il est temps encore, en modifiant la forme des talus et en disposant des filtres ou des drains dans les zones menacées.

D'autre part, les mesures de tassements, par visée optique de repères posés sur les parements et par sondage dans des tubes télescopiques verticaux liés au remblai, permettent de mesurer les déformations et de prendre, dans certains cas où on les juge dangereuses, les précautions nécessaires.

De plus, on a soin d'observer régulièrement l'aspect et le débit des eaux de fuite, recueillies dans un caniveau au point bas de l'ouvrage.

Cette observation permet de déceler l'amorce d'un renard avant qu'il ne soit dangereux.

Toutes ces mesures constituent un champ d'expérience à l'échelle des phénomènes naturels et, bien mieux que n'importe quelle étude de laboratoire, elles sont, comme nous l'avons déjà dit, une source permanente de progrès.

## BIBLIOGRAPHIE

MIDDLEBROOKS (T. A.). Fort Peck slide. *Transactions (A. S. C. E.)*. Vol. 107 (1942).

MIDDLEBROOKS (T. A.) et JERVIS (W. H.). Relief wells for dams and levees. *Transactions (A. S. C. E.)*. Vol. 112 (1947).

MIDDLEBROOKS (T. A.). Earth dams. TRASK (Chap. x) *Applied Sedimentation*. Ed. J. Wiley and Sons (1950).

BENNETT (P. T.). The effect of blankets on seepage through pervious foundations. *Transactions (A. S. C. E.)*. Vol. 111 (1946).

PROCTOR (R. R.). Dix communications au Deuxième Congrès International de Mécanique des Sols. Rotterdam (1948).

PHILIPPE (R. R.). Adaptation of locally available materials for use in construction of earth dams. Rotterdam (1948).

WALKER (F. C.). Experience in the measurement of consolidation and pore pressure in rolled earth dams. *Troisième Congrès International des Grands Barrages*. Stockholm (1948).

WALKER (F. C.) et HOLTZ (W. G.). Control of embankment material by laboratory testing. *Proceedings (A. S. C. E.)*. Separate n° 108 (déc. 1951).

PAGNI (R.). La Technique de la construction des barrages en terre aux U. S. A. et L'Emploi du matériel de terrassement aux U. S. A. *Annales de l'I. T. B. T. P.* (janv. et févr. 1950).

POST (G.) et LONDE (P.). Les Barrages en terre compactée. *Pratiques américaines*. Gauthier-Villars (1953).

## COMMENTAIRES DU PRÉSIDENT

Vous voudrez bien me permettre de faire quelques remarques et de brefs commentaires sur les conclusions de nos conférenciers.

Sur le premier point : la possibilité de placer un barrage en terre un peu partout, il ne faut pas perdre de vue que les sites américains de digues en terre ne ressemblent pas à la plupart des nôtres, pour des raisons de géographie physique et de géologie.

Une grande partie des terrains de l'Amérique du Nord se présentent en strates horizontales. Que ce soit dans la région de New-York, de Pittsburg, de Buffalo, d'Omaha, de Bismark, ou de Portland, dans les schistes, les calcaires, les marnes, les grès et jusque dans les laves, on s'étonne de trouver si souvent la stratification horizontale.

Le plus bel exemple est le Grand Canyon du Colorado, où les sédiments les plus variés, marins, lacustres, éoliens alternent, toujours horizontaux, sur près de 1 500 m de profondeur, recouvrant un socle précambrien vieux de près de 2 milliards d'années.

Si la présence de strates horizontales ne peut à vrai dire être invoquée comme une raison spéciale d'opter pour la digue en terre, par contre, l'abondance des dépôts glaciaires et des terrasses alluvionnaires est un élément déterminant d'un tel choix, avec le fait, déjà cité, que beaucoup de barrages sont des barrages de plaine aux fondations souvent médiocres.

Le site de montagne, tel qu'il nous est familier, est devenu relativement rare aux U. S. A., mais, inversement, je ne vois guère que deux emplacements en France où, dans ces dernières années, on aurait pu faire une digue en terre au lieu d'un barrage en béton. D'abord le barrage de Bort où la moraine glaciaire était toute proche. Mais M. MARY avait raison en prétendant que les prises d'eau, le déversoir et l'usine auraient coûté plus cher, de sorte qu'on aurait gagné sur les délais mais vraisemblablement pas, ou peu, sur les prix. On aurait également pu faire à

FIG. 38. — Veines de bentonite dans la fondation du barrage de Fort-Randall (Ingénieurs de l'Armée).



FIG. 39. — Joint des prises d'eau du barrage de Garrison (Ingénieurs de l'Armée).

Cap de Long un barrage en enrochements en exploitant les éboulis de granit voisins, le noyau étanche lui-même étant fait en granit écrasé.

Sur le deuxième point : la variété des sites et des matériaux, je me fais l'idée que le projeteur d'un barrage en terre est un peu dans la situation d'un joueur d'orgue à qui l'on donnerait un instrument magnifique mais dont certaines notes seraient bloquées sans qu'on sache d'ailleurs bien lesquelles, et d'autres toutes neuves et d'un effet inconnu. Et c'est avec cela qu'il lui faudrait imaginer un air approprié. Voilà, me semble-t-il, exactement pourquoi le métier de projeteur, je dirai presque le métier de compositeur de barrage en terre, est prodigieusement intéressant, et tout à fait adapté au tempérament français.

FIG. 40. — Prises d'eau du barrage de Fort Randall.







FIG. 41. — Injection des alluvions au barrage de Folsom.

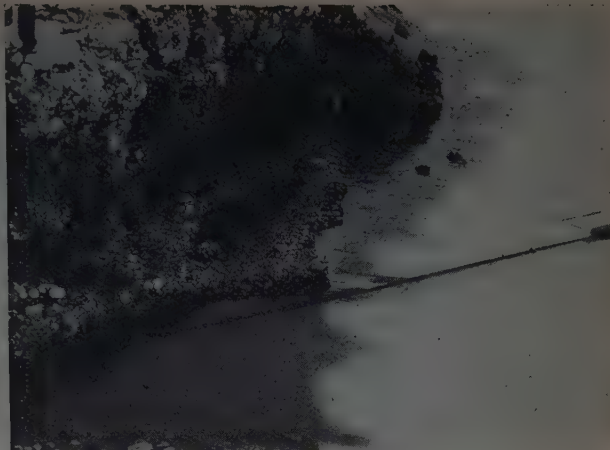


FIG. 42. — Injection des alluvions au barrage de Folsom.

Parmi les sites dont on vous a parlé tout à l'heure, ceux du Missouri sont véritablement des sites impossibles, auxquels les *Ingénieurs de l'Armée* se trouvent acculés par nécessité. En voici quelques témoignages : à Fort Peck le sous-sol a tassé de 3,60 m sous le poids du barrage. Le talus amont s'est éboulé brusquement vers la fin de la construction et l'accident a été attribué, par l'auteur du projet, à la présence dans les fondations d'une couche de bentonite horizontale.

Voici l'aspect de ces veines de bentonite dans les fondations de Fort-Randall (fig. 38). On aperçoit deux veines parallèles, horizontales, extrêmement dangereuses quant au glissement. On présume que ces couches ont été formées par des cendres volcaniques filtrées et décantées à travers la mer.

Le « rebound » dont a parlé M. LONDE est une sorte de tassement négatif qui se produit dans les terres quand on les soulage. A Fort Randall ce rebound a atteint 0,45 m : la fondation était constituée par la craie gisant sur des marnes qui se sont soulevées au fur et à mesure qu'on creusait le canal de la prise d'eau.

Le barrage de Garrison est posé sur des dépôts lacustres qui sont formés de schistes, d'argiles compactes et de charbon sous forme de lignite. Ce charbon est d'ailleurs en telle quantité qu'il a fallu se résigner à en incorporer 20 % dans la digue elle-même. En certains points le « rebound » a atteint 0,60 m, affectant une épaisseur de terrain de 100 à 120 m, mesurée au moyen de sondages profonds.

Voici la prise d'eau de Garrison (fig. 39) : à gauche, l'extrémité des tunnels qui, eux, sont forés dans la roche en place et qui ne sont pas, par conséquent, susceptibles de beaucoup bouger, alors que l'ouvrage de prise d'eau que l'on voit à droite est fondé sur des terrains compressibles qui se sont fortement soulevés au moment du déblai. Depuis lors, le simple poids des ouvrages en béton de la prise d'eau a déjà fait tasser la fondation de 6 à 7 cm. Qu'arrivera-t-il sous le poids de l'eau ? Imaginez les problèmes auxquels le constructeur doit faire face pour réaliser une jonction étanche à l'entrée du tunnel.

Pour vous donner une idée de l'ampleur des problèmes posés par les prises d'eau et les évacuateurs des grands barrages en terre du Missouri, voici une photo des prises d'eau de Fort Randall (fig. 40).

Il y a douze prises d'eau débitant au total 3 500 m<sup>3</sup>/s d'eau sous 40 m de charge et fondées sur la craie et les marnes dont je viens de vous parler. Les déblais dans la craie ont été faits à raison de 50 000 m<sup>3</sup> par jour.

Le déversoir de Garrison prévu pour évacuer 25 000 m<sup>3</sup>/s a plus de 500 m de longueur et est équipé avec vingt huit vannes. Il faut convenir que ces énormes déversoirs placés sur des terrains très médiocres sont extrêmement audacieux.

Au sujet des renards, une opinion assez nouvelle qui rejoint la mienne se fait jour : c'est que ce phénomène sous sa forme la plus connue, le « boil », la bouillonne où les sables et les matériaux fins semblent être en ébullition, est un phénomène plus impressionnant que réellement dangereux, sauf dans certaines natures de sol. Dans l'examen des moyens à employer pour combattre les renards intervient une considération fondamentale : la différence entre la perméabilité horizontale et la perméabilité verticale. Et il est relativement facile de les contenir en chargeant les zones d'émergence avec des matières perméables formant à la fois le filtre et la surcharge.

Des renards se sont produits à Fort Peck ; l'un d'eux avait 8 m de diamètre et débitait 3 à 4 m<sup>3</sup> par minute avec une pression de 12 m d'eau.

Cet accident a fait douter de l'efficacité du rideau de palplanches qui était effectivement crevé.

Le voile d'injection profond dans les terres perméables est assez rare ; on vous a parlé tout à l'heure des essais entrepris à Folsom : voici quelques précisions.

On a commencé par expulser les sables fins de la fondation d'alluvions en opérant, comme l'ont conseillé les Américains eux-mêmes il y a une dizaine d'années, c'est-à-dire par des coups d'air et d'eau alternatifs ou simultanés. Pendant qu'on applique la pression à certains trous, d'autres sont laissés libres et jouent le rôle d'évent ; on arrive ainsi à se débarrasser d'une partie plus ou moins grande des sables fins qui sont le principal obstacle à l'injection.

Voici le résultat (fig. 41 et 42).

On aperçoit quelques piliers de béton constitués *in situ* par l'injection; ces piliers se prolongent de temps à autre par des sortes d'ailes qui sont tout simplement les cheminements du coulis dans les parties plus perméables de l'alluvion.

Malgré tout le soin apporté à l'opération, qui a coûté fort cher (le prix du béton reconstitué est au moins aussi élevé que si on l'avait fait sur place), l'injection est allée se promener à 100 m à l'amont ou à l'aval en laissant quelques passages libres entre piliers. Le rideau n'est donc pas étanche, mais sans doute suffisant dans beaucoup de cas.

A l'heure actuelle, un programme de très vaste envergure a été lancé par les Ingénieurs de l'Armée pour essayer d'injecter efficacement les fondations perméables.

On a évoqué le problème des liaisons entre digue en terre et massif de béton. Voici un des plus beaux exemples que je connaisse (fig. 43 et 44).

C'est le barrage poids de Chief Joseph.

Il vient accoster en plein une moraine glaciaire sur la rive droite; la liaison se fait tout simplement au moyen d'une digue en terre qui vient servir d'intermédiaire entre la moraine et le béton. Le profil poids pénètre à pleine section la digue en terre qui, elle, assure le contact avec la rive.

Je m'excuse d'avoir délaissé les problèmes d'entreprise. Au sujet du matériel, je me garderai bien de m'aventurer sur un terrain que beaucoup d'entre vous connaissent aussi bien, sinon mieux que moi, celui des rendements. Au surplus, ce n'est peut-être pas le lieu de vanter l'excellence du matériel américain; tout le monde en est convaincu. Mais peut-être y a-t-il lieu de vanter l'esprit d'invention des constructeurs de matériel américains qui cherchent et qui trouvent toujours un outil approprié aux besoins.

C'est pourquoi je suis d'avis que le développement du matériel de terrassement est très loin d'avoir encore atteint son point culminant.

Je voudrais maintenant ajouter quelques mots sur certains avantages indirects des digues en terre, qui sont d'ailleurs connus. Plus on va, dans tous les pays du monde, moins on a de main-d'œuvre spécialisée, et comme vous le savez, les barrages en terre en requièrent fort peu. La terre, en effet, demande moins de charpentiers, moins de coffreurs, moins de ferrailleurs, et d'une façon générale le travail de la terre se fait beaucoup mieux à la machine; c'est pourquoi, dans leur économie actuelle, les Américains, même à prix égal, préfèrent la terre.

Quant au remblai hydraulique, s'il a cédé la place à la terre compactée, c'est une simple question de prix.

D'autre part, le matériel nécessaire à la construction d'un barrage en terre a le même mérite que la cavalerie sur le champ de bataille — la mobilité. Il se place instantanément, évitant les longs délais d'installation ou de démontage des chantiers.

En conclusion,

J'espère que cette conférence vous aura donné une petite ouverture sur le champ d'expérience immense et un effort collectif d'une ampleur insoupçonnée. Est-ce une raison suffisante pour céder à certains engouements et se contenter de copier ce qui se fait Outre-Atlantique? Outre que nous ferons toujours de mauvais copistes, les Américains eux-mêmes, comme j'ai tenté de vous le montrer, donnent le bon exemple et se renouvellent constamment. Et pour vous en donner la preuve, je vous citerai le slogan qui court les bureaux de l'Armée et qui, chose curieuse, est la paraphrase d'un mot de LIAUTEY : « The difficult—we do with ease. The impossible—it takes a little longer (1) ». Et, enfin, une autre devise, en français celle-là, et qui est gravée sur tous les boutons d'uniforme des sapeurs américains, c'est-à-dire des Ingénieurs de l'Armée : *Essayons*.

(1) LIAUTEY : « Le difficile, on s'y met tout de suite. L'impossible, c'est pour demain ».

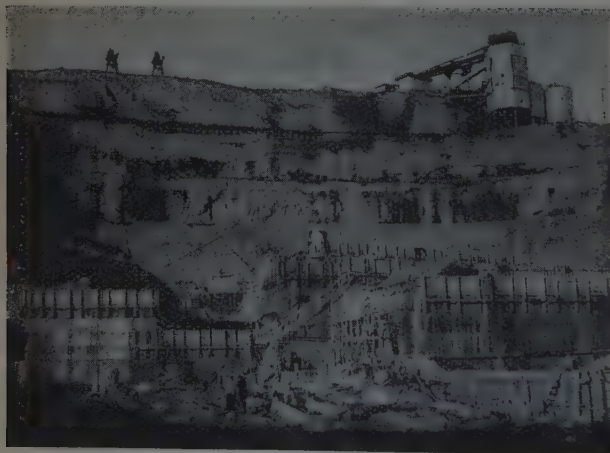


FIG. 43. — Accostage rive droite du barrage de Chief Joseph.



FIG. 44. — La moraine glaciaire rive droite du barrage de Chief Joseph.

*Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.*

(Reproduction interdite.)



JANVIER 1953

Sixième Année, N° 61.

*Série : TRAVAUX PUBLICS (XX).*

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

CONFÉRENCE DU 29 AVRIL 1952

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. A. COYNE.**

# **LES BARRAGES EN BÉTON AMÉRICAINS**

Par **M. Jean MARTIN,**

Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

## **SOMMAIRE**

	Pages.
I. Le béton produit industriel.....	67
II. Compression des prix de revient du béton.....	71
III. Quelques aspects des chantiers.....	76

## PRÉSENTATION PAR LE PRÉSIDENT

M. MARTIN est un Ingénieur Civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Nous avons fait connaissance fin 1943 à l'occasion du S. T. O., au moment où sa promotion venait chercher refuge dans les travaux de barrages, peu avant d'être mobilisée tout entière dans les maquis du Cantal.

Demeuré quelques temps sur les chantiers du Massif Central, M. MARTIN m'a représenté par la suite pendant 5 ans au Portugal où il a eu la très lourde charge de veiller en étroite liaison avec les Maîtres d'Œuvre sur la construction de deux barrages de plus de 100 mètres de hauteur. Il a fait, par son intelligence, son savoir, son énergie et son tact, le plus grand honneur au pavillon français.

L'automne dernier il m'a accompagné pendant plus de 2 mois en Amérique du Nord, ce qui lui donne quelques titres à nous parler du sujet qui nous intéresse ce soir : les barrages en béton aux U. S. A.

Je lui donne la parole.

### RÉSUMÉ

La première partie de la conférence est consacrée au béton de barrage qui tend à devenir, sur les chantiers américains, un produit industriel. Tout, dans sa fabrication, est orienté vers la recherche de la régularité :

— Les agrégats sont classés avec le plus grand soin.

— La rigueur de la granulométrie du sable est obtenue par voie hydraulique dans des « Sizers », et son séchage dans des roues spéciales, par application du vide, assure la constance de son humidité.

— A la tour à béton, tout est prévu pour que le dosage des produits soit automatique et constant.

La régularité des caractéristiques du béton est assurée par des contrôles fréquents à tous les stades de sa fabrication. Enfin, des précautions spéciales sont prises au cours de sa mise en œuvre et dans les semaines qui suivent pour lui conserver toutes ses qualités.

La seconde partie met en évidence tous les facteurs du bas prix du béton :

— Les programmes précis et à longue échéance qui évitent les fausses manœuvres.

— Le volume du barrage et l'ampleur des travaux, qui allègent, relativement, les frais généraux.

— La mécanique américaine, robuste et adaptée à sa tâche.

— Le climat social et la chasse au temps perdu favorables au rendement du personnel, sans fatigue accrue.

— Les faibles dosages du béton de masse rendus possibles par l'emploi d'agents entraîneurs d'air et quelquefois de pouzzolanes, et surtout par tous les soins apportés à la fabrication du béton, en particulier à la rigueur de la granulométrie de son sable.

Pour terminer, quelques vues prises sur les chantiers en montrent les aspects les plus caractéristiques ou originaux.

### SUMMARY

The first part of this lecture deals with concrete for dams, which, in American practice, is tending to become an industrial product. The whole process of its manufacture is governed by a striving after reliability :

— The aggregates are classified with extreme care.

— Great precision in the grading of the sand is attained by the use of hydraulic methods in sizers; and the drying of the sand in special rotating wheels, on the vacuum principle, ensures its uniform dampness.

— In the concrete plant, everything is so arranged that the proportioning of the ingredients is adjusted automatically and is constant.

The regularity of the characteristics of the concrete results from frequent checking, which is carried out at all stages of manufacture. Further, special precautions are taken during the placing of the concrete and in the course of the following few weeks in order to preserve its quality.

The second part of the lecture describes the basic elements which contribute to the low cost of concrete.

— Precise long-term programmes which prevent errors.

— The size of the dam and the extent of the work, which diminish, comparatively, the costs.

— The American machinery, which is rugged and perfectly adapted to the work in hand.

— The social conditions, and the avoidance of loss of time permitting the staff to work efficiently without increased fatigue.

— The low cement content of mass concrete, which is made possible by the use of air-entraining admixtures, and sometimes of puzzolans, and above all the care taken in the manufacture of concrete, specially the accuracy of sand grading.

Finally, some photographs taken at the work-sites show its most characteristic or original aspects.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.



## INTRODUCTION

C'est par le béton, la matière première en quelque sorte, que nous aborderons notre sujet. De cette donnée première découlent en effet beaucoup de conséquences.

Le béton de barrages, sa fabrication, ses modalités d'emploi ont fait l'objet, aux États-Unis, d'études très poussées. Condensées dans l'admirable petit livre qui

s'appelle *Concrete Manual*, tout le monde les connaît. Mais ce que l'on sait moins sans doute, c'est la tentative, assez récente, d'appliquer sur les chantiers de travaux publics à la faveur de la production de masse, les méthodes et la rigueur de fabrication en usage dans la grande industrie.

### I. — LE BÉTON PRODUIT INDUSTRIEL

Les ingénieurs américains ont compris que le plus grave défaut d'un béton était son irrégularité. Rien ne sert d'obtenir des résistances extraordinaires le samedi soir si c'est pour chuter de 30, 40 % le lundi matin, voire d'une gâchée sur l'autre. Réduire les dispersions a donc été le premier des objectifs.

La granulométrie théorique est toujours continue et varie peu d'un chantier à l'autre. La taille maximum des agrégats est toujours de 150 à 200 mm, mesurés avec un tamis à mailles carrées.

Et dans ce cadre rigide, tout est mis en œuvre pour que les constituants du béton aient des caractéristiques constantes. Comment s'y applique-t-on ?

#### 1° Traitement des agrégats.

Examinons d'abord les agrégats :

— Pour éviter la présence d'éléments sous-classés dans chaque catégorie d'agrégats moyens et gros, on munit toutes les chutes sur silos, d'échelles à cailloux (fig. 1) qui évitent les ruptures et la formation corrélative d'éléments plus petits.

Comme le remède n'est pas absolument efficace, les matériaux classés sont en général recriblés en tête de la tour à béton; chose curieuse, on n'hésite pas alors à les remélanger sur le tapis qui mène à ce second criblage. Mais comme le mélange est déjà approximativement le bon, on y gagne en rendement pour les cribles servant au recriblage; on diminue l'usure des tapis et on peut augmenter leur pente du fait que les gros agrégats tombent sur un matelas de pierres plus petites.

Lorsqu'une correction granulométrique par concassage d'une partie des agrégats naturels est nécessaire, on limite la proportion d'éléments concassés au maximum compatible avec le maintien d'une bonne maniabilité. Il arrive qu'on rejette quelquefois les matériaux concassés inférieurs à 40 mm parce qu'ils ont une forme aplatie.

#### 2° Le sable : rigueur de la granulométrie.

Le sable, de son côté, est l'objet d'un traitement particulièrement rigoureux. Que l'on exploite une ballastière ou une carrière, la tour à béton reçoit un sable unique de 0 à 5 mm dont la granulométrie a été réglée sur les chantiers les plus modernes toujours par voie humide et en général de la façon suivante :

On fait d'abord passer le sable brut, en totalité ou en partie, dans un appareil appelé sizer (fig. 2).

C'est un long bac divisé en un certain nombre de compartiments, cinq à huit en général. Le sable y est introduit à une extrémité. Au fur et à mesure qu'il passe d'un compartiment à l'autre, des courants d'eau, d'une vitesse calculée, s'élèvent du fond du bac. La force de l'eau est telle qu'elle permet à une certaine dimension de sable de s'y déposer et cependant de maintenir les grains plus petits à un niveau où le courant d'eau les transportera au compartiment suivant par dessus une paroi intérieure. La vitesse de l'eau dans chaque compartiment successif est de plus en plus réduite jusqu'à une valeur telle que lorsque le courant atteint l'extrémité de l'appareil, seules les très fines particules sont rejetées. Notons que lorsque le sable entre dans l'appareil assez chargé d'eau, l'adjonction d'eau n'a lieu, par exemple, qu'à partir du troisième compartiment.

Sous chaque compartiment : une mamelle munie de deux robinets. Par l'un d'eux, le sable chargé d'eau s'écoule automatiquement et de façon continue vers un



FIG. 1. — Échelle à cailloux.



FIG. 2. — Sizer chargé sur wagon.

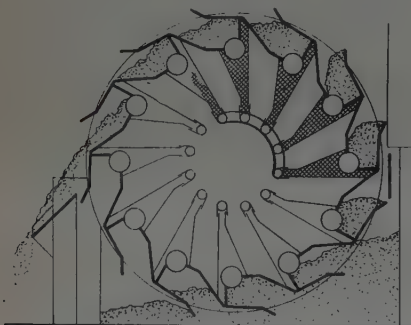
collecteur où se remélangent toutes les catégories dans une proportion fixée par l'ouverture de chaque mamelle. On reconstitue ainsi artificiellement un sable unique, mais de granulométrie bien déterminée et très précise. Par le second robinet s'écoule l'excédent de chaque catégorie qui est, soit rejeté définitivement, soit, le plus souvent, stocké pour servir éventuellement à compenser les déficiences de la ballastière.

Un contrôle du sable à l'entrée et à la sortie du sizer, fait en général toutes les demi-heures, permet de s'assurer de la constance de la granulométrie.

On cherche, bien sûr, à rejeter définitivement le moins possible de matériaux et l'on admet, à cet effet, dans les limites permises par les essais faits au laboratoire, des variations lentes de la composition. On s'attache par contre à éliminer de façon absolue les variations brusques qui ne laisseraient pas le temps d'y adapter la quantité de sable ou d'eau dans chaque gâchée.

Les entrepreneurs nous ont déclaré qu'ils supportaient sans peine les exigences de plus en plus rigoureuses des Cahiers des charges sur ce point, le sizer étant en mesure d'y répondre. Cet appareil simple et d'un prix modique, à la fois d'achat, d'exploitation et d'entretien, n'est pas nouveau; il est employé en France pour la classification des minerais; son application aux travaux publics pourrait être instantanée. La consommation d'eau est faible : 1,5 litre/kg de sable.

À la sortie du sizer, le sable contient beaucoup trop



Les parties quadrillées indiquent la zone où le sable est soumis au vide.

FIG. 3. — Schéma de la roue à essorer le sable.



FIG. 4. — La roue à essorer le sable et sa pompe à vide.

d'eau et il faut l'égoutter. Jusqu'à ces dernières années on utilisait des appareils à raclettes, à godets ou à vis qui réduisent l'humidité de façon quelquefois suffisante mais toujours si irrégulière que le contrôle de l'eau à la bétonnière est rendu très difficile, sinon impossible. Les règles draconiennes de stockage pendant plusieurs jours dans des silos dont il faut multiplier le nombre ne résolvent pas la question.

Mais nous avons eu l'occasion de voir sur deux des chantiers les mieux organisés que nous ayons visités un appareil tout nouveau, simple dans sa conception mais révolutionnaire dans son application; il permet d'essorer le sable et de réduire son humidité à un taux parfaitement constant tout en supprimant les stocks volumineux. On l'appelle « roue à sable » (fig. 3 et 4).

C'est une roue à godets qui tourne lentement ( $3/4$  de tour à la minute en général) autour d'un axe horizontal au-dessus d'un bac contenant le sable à essorer; on n'utilise pas la force centrifuge, mais chaque godet est muni de fentes qui permettent à l'eau de s'échapper immédiatement par décantation dès la sortie du bac. Cette première opération est accomplie en 3 s et lorsqu'elle est terminée le sable contient à peu près le même pourcentage d'humidité que le sable sortant d'un appareil à raclettes ou à vis.

La seconde opération dure 15 à 20 s, suivant la vitesse de la roue. L'eau résiduelle du sable est retirée à travers des brosses filtrantes, par le vide. Des brosses cylindriques ayant toute la longueur des godets et des brosses plates formant leur fond permettent d'aspirer l'air et l'eau sans le sable. La pompe à vide est montée au-dessus de la roue. À ce stade, le sable est assez sec pour perdre sa cohésion et il s'écoule ensuite sans difficulté dans une goulotte qui l'amène à un silo ou à un tapis.

Une roue de 3 m de diamètre à godets de 1,20 m de largeur peut produire 75 t de sable essoré à l'heure. On obtient facilement un pourcentage d'humidité inférieur à 5 %. Dans ces conditions, il n'y a plus d'égouttage à craindre jusqu'à la bétonnière.

Le sable est stocké en général, à même le sol (fig. 5 et 6), il est très homogène et ne présente aucun signe d'érosion ou de ségrégation. On parait d'ailleurs souvent son homogénéisation en assurant la mise en stock par un tapis dont l'extrémité se déplace sur un arc de circonférence par un mouvement automatique de va et vient (fig. 7).

Lorsqu'une partie seulement du sable a été corrigée dans le sizer, elle est remélangée à la partie non corrigée par des tapis doseurs placés sous des fonds de silos métalliques. La régularité du débit est assurée par une vanne automatique à sable qui est une petite merveille de simplicité et de précision.

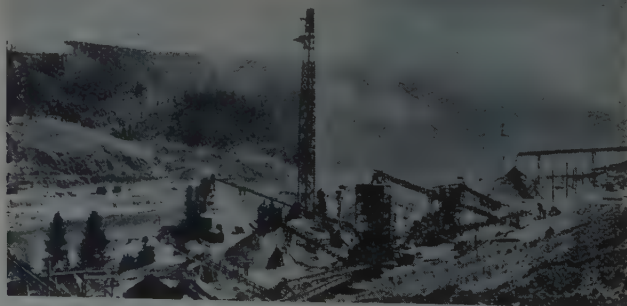


FIG. 5. — Stockage des agrégats classés au barrage de Lookout Point.



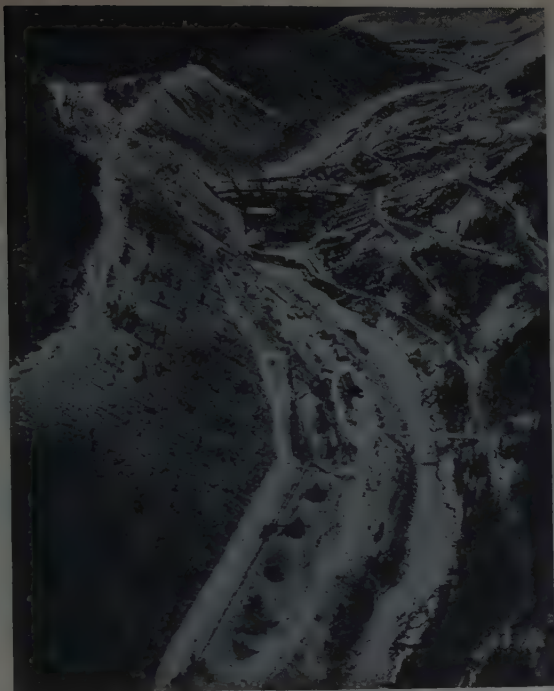


FIG. 6. — Stockage des agrégats classés au barrage du Hungry Horse.

### 3° La tour à béton.

Ainsi, la tour à béton reçoit des agrégats parfaitement classés, un sable de granulométrie et d'humidité variant très lentement et bien connues; la préparation d'un béton de caractéristiques régulières en est beaucoup facilitée; elle ne saurait toutefois s'accommoder d'un dosage médiocre de chacun de ses constituants. Ici encore la plus grande précision est exigée : 1 % pour le ciment et l'eau, qui est toujours pesée, 3 % pour les gros agrégats. La trémie de la balance à ciment est munie d'un petit vibreur qui entre automatiquement en action en fin de vidange et garantit qu'elle sera parfaite.

Enfin lorsqu'on atteint des dosages aussi bas que  $110 \text{ kg/m}^3$ , l'ordre d'introduction des matériaux dans la bétonnière peut avoir des conséquences importantes sur la qualité de la gâchée; aussi est-on arrivé, après quelques essais, à fixer de façon rigide l'ordre d'introduction des matériaux avec des décalages d'une seconde environ, assurés par un dispositif de cames. Au barrage de Pine Flat l'ordre adopté est le suivant : d'abord l'eau puis les gros agrégats, le sable, le ciment, la glace et les agrégats de petites dimensions.

Ainsi à partir d'une ballastière ou d'une carrière présentant toute l'hétérogénéité que nous savons on arrive à fabriquer, comme dans une usine, un produit de qualité constante.

### 4° Contrôle des appareils et des produits : automatisme de fabrication.

Mais tous les appareils ne sont pas réglés une fois pour toutes et il faut faire des contrôles de la qualité des constituants du béton à toutes les phases de leur

préparation; nous avons signalé les contrôles de granulométrie du sable faits toutes les demi-heures, par séchage et criblage; celui de son humidité doit être plus fréquent et plus rapide encore : on le réalise à l'aide du flacon Chapman, dans lequel on met un poids connu de sable humide; on complète par de l'eau jusqu'à un niveau déterminé du flacon et un abaque, qui tient compte de la densité de l'agrégat, permet de connaître le pourcentage d'humidité du sable d'après le volume de cette eau additionnelle. L'ensemble des opérations dure 20 s et la précision obtenue est très suffisante : on la vérifie d'ailleurs lorsqu'on sèche le sable pour connaître sa granulométrie : pour une humidité de 8 %, par exemple, l'appareil peut donner un chiffre variant de 7,8 à 8,2 %.

L'automatisme des tours à béton n'est pas une chimère et lorsque toutes les balances sont réglées, il suffit d'appuyer sur un seul bouton pour déclencher tout le cycle de la fabrication d'une gâchée; les autres boutons du tableau de commande ne servent qu'à aider, le cas échéant, une balance paresseuse à achever sa pesée; un contrôleur représentant du Maître de l'œuvre, observe les graphiques d'enregistrement de toutes les pesées et il faut seulement modifier de temps à autre le dosage en eau en fonction des variations de l'humidité du sable et de son module de finesse. Point n'est besoin d'attendre la réaction violente de l'homme du tas qui ne peut plus vibrer un béton trop sec ou de celle du surveillant qui prétend que le béton est noyé pour réagir. La seule appréciation a lieu en début de poste et là on fait appel à un homme « ayant à la fois de l'expérience et du jugement » me disait un de nos guides; il dispose au-dessus de la bétonnière d'un robinet qui lui permettra d'ajouter de l'eau au béton à la vue de son aspect et en jugeant de sa plasticité mesurée par le slump. Ensuite, on ne modifiera, sauf exception, le dosage en eau qu'il aura fixé, qu'en fonction précise des variations d'humidité et de granulométrie du sable.

Les tours à béton américaines permettent effectivement et non pas seulement théoriquement, de changer la composition du béton d'une gâchée à l'autre, en deux secondes, par la simple manœuvre d'une manette. Il est très courant, à Hungry Horse par exemple, de bétonner simultanément en cinq points du barrage avec des granulométries toutes différentes.

On arrive ainsi à être si sûr de la qualité d'un béton que le contrôle direct par prélèvement d'échantillons



FIG. 7. — Tapis à support oscillant pour le stockage du sable.



FIG. 8. — Traitement des reprises de bétonnage au jet de sable.  
Cette technique est appliquée sur les barrages du Bureau of Reclamation.



FIG. 9. — Lavage d'une reprise de bétonnage au jet d'air et d'eau.  
Ce procédé a la faveur du Corps of Engineers.

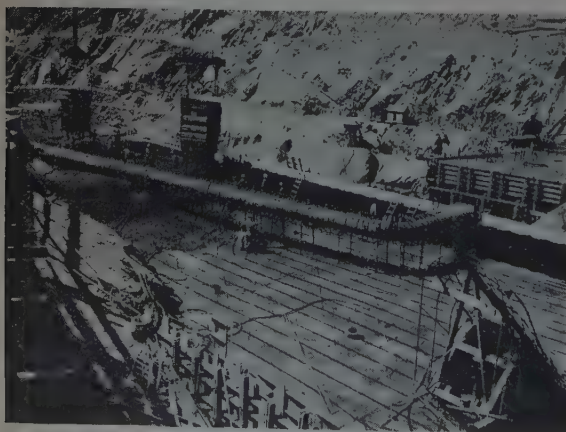


FIG. 10. — Scène de bétonnage au barrage de Hungry Horse.  
Les tubes où circulera l'eau de refroidissement sont disposés sur la surface de reprise.

semble passer de mode; il n'a pas disparu, mais sur plusieurs chantiers on se contente d'extraire des carottes de béton ne donnant des résultats qu'à longue échéance. Sur le chantier de Chief Joseph, barrage de 750 000 m<sup>3</sup> sur le Columbia, que nous avons visité trois mois après le début du bétonnage, personne ne s'était encore préoccupé des prélèvements d'échantillons de béton frais ou de carottes.

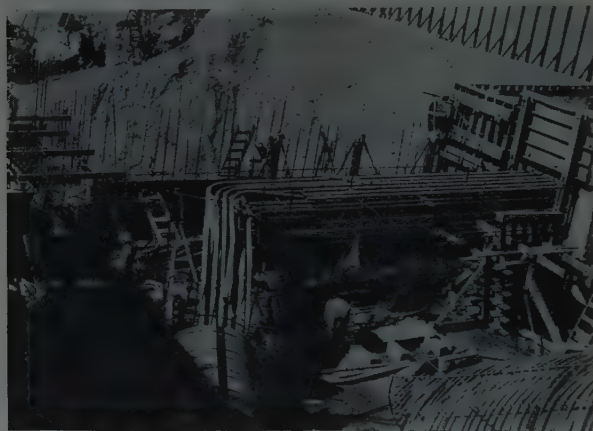


FIG. 11. — Système de refroidissement au barrage de Canyon Ferry.

Dans la zone du déversoir, les tuyaux alimentant les tubes de refroidissement noyés dans le béton sont groupés dans une galerie qui évite leur débouché sur le parement aval.



FIG. 12. — Réfrigération des agrégats au barrage de Chief Joseph.

On aperçoit les conduites de grand diamètre amenant l'air froid de la centrale de réfrigération aux silos de la tour à béton.

Aussi, avons-nous peu de renseignements sur la dispersion des résistances des bétons sur les chantiers les mieux équipés. Les chantiers qui ont pu nous fournir des éléments à ce sujet ne sont pas les plus modernes et pour eux il faut convenir que les chiffres obtenus sont comparables à ceux des gros chantiers de barrages français récents.

Sur les chantiers qui sont pourvus d'une roue à essorer le sable, nous supposons que la dispersion est moins grande; le fait, qu'à dosage en ciment égal, le facteur C/E moyen y soit nettement plus élevé qu'ailleurs est



certainement le signe qu'on a pu se rapprocher un peu plus encore des limites de maniabilité du béton.

Que coûtent tous ces soins apportés à la fabrication du béton ? Un entrepreneur que nous avons interrogé sur ce point nous a déclaré que le traitement soigné du sable avait une incidence très faible sur le prix de revient du béton; à l'achat le matériel coûte le double, mais c'est un poste relativement réduit de l'ensemble des installations : quinze millions de francs à Pine Flat pour une production de sable de 250 t à l'heure. — En supposant que l'installation soit amortie après avoir contribué à la fabrication de un million et demi de m<sup>3</sup> de béton, cet amortissement est de 10 F/m<sup>3</sup> de béton; c'est le prix, en œuvre, d'un kilog de ciment.

### 5° La mise en œuvre du béton : le refroidissement.

La mise en place du béton est très soignée sans faire l'objet toutefois de tours de main nouveaux (fig. 8 et 9).

Le problème de l'échauffement du béton au cours de l'hydratation du ciment retient par contre particulièrement l'attention. Les solutions apportées accusent d'ailleurs sur ce point, comme sur beaucoup d'autres, une forte divergence de technique entre le *Bureau of Reclamation* et le *Corps des Ingénieurs de l'Armée*.

Pour les Ingénieurs du *Bureau of Reclamation*, la pérennité du béton, ou sa résistance mécanique après plusieurs années de vieillissement est liée essentiellement à la non-existence des fissures et des microfissures que créent les gradients de température élevés dans sa masse. Aussi évite-t-on les forts échauffements au cours de la prise par les circulations d'eau froide classiques (fig. 10 et 11); ce qui n'empêche pas d'ailleurs, lorsque le temps est froid, de chauffer préalablement l'eau de gâchage



FIG. 13. — Réfrigération du sable au barrage de Chief Joseph. De l'eau froide circule à l'intérieur de cette vis à sable qui est creuse.

du béton pour accélérer le début de prise, et permettre un décoffrage plus rapide. Dès que la prise est amorcée l'eau froide est lancée dans les tubes et entraîne les calories dégagées.

La technique des Ingénieurs de l'Armée est plus simple : elle consiste à éviter l'échauffement du béton très au-dessus de sa future température d'équilibre en réduisant la température du béton frais; pour cela on refroidit préalablement presque tous les constituants du béton : l'eau de gâchage dont une partie se présente sous forme de glace, le sable, les agrégats et quelquefois le ciment (fig. 12 et 13).

## II. — COMPRESSION DES PRIX DE REVIENT DU BÉTON

Dès le début de notre tournée aux États-Unis, notre curiosité a été mise en éveil par la confrontation du prix du béton et de celui de la main-d'œuvre. Bien que les salaires américains soient beaucoup plus élevés que les salaires français, le béton de masse n'est pas sensiblement plus cher aux États-Unis que chez nous.

Quelles en sont les raisons ?

### 1° Les programmes précis et à longue échéance.

D'abord les programmes. — Aux yeux de leurs ingénieurs, les administrations américaines ont le tort de ne pas dresser de programmes à longue échéance. C'est une question de politique générale. Le branle ne peut être donné, pour les gros ouvrages, qu'après le vote des crédits par le Congrès. Il arrive que les études en souffrent.

On est toutefois un peu déconcerté lorsqu'on apprend que ces délais d'études jugés trop courts sont, au minimum, de deux ans. Ils laissent donc en fait la possibilité de mettre au point un projet jusque dans ses moindres détails et de terminer tous les plans d'exécution avant le début des travaux. Les carrières et les dépôts d'alluvions auront été examinés de façon très poussée, les agrégats analysés et la composition des bétons fixée à la suite d'essais de laboratoire prolongés.

Les surprises de carrière ou de fondation et les adaptations du projet en cours d'exécution sont ainsi réduites

au minimum et les quelques exemples que l'on en donne, comme ceux de Davis ou Pine Flat, sont des leçons qui serviront à rendre plus prudent à l'avenir. Si l'on découvre après coup les faiblesses du projet, de l'équipement de chantier ou du programme, on s'en accommodera jusqu'à la fin des travaux, sauf à rectifier le tir la fois suivante. Si les délais d'études sont maintenus les plus longs possible, un effort constant tend par contre, à réduire le délai d'exécution. — C'est une source d'économie, nous verrons plus loin comment on s'y applique.

### 2° Le volume du barrage et l'ampleur des travaux.

Un second facteur important du prix de revient du béton est le volume de l'ouvrage. Plus celui-ci est gros, plus seront légers, relativement, les frais généraux et certains amortissements. On profitera mieux de l'entraînement des équipes qui ne seront pas dispersées au moment même où elles atteindront leur unité et leur rendement.

Pour fixer de façon précise l'incidence du volume de l'ouvrage sur le prix de revient unitaire du béton j'ai reporté sur un graphique les points représentatifs de ces deux quantités relevées sur une douzaine de chantiers (fig. 14). Les prix sont ceux des marchés des entreprises, convertis en francs au taux d'octobre 1951, soit : 450 F pour 1 dollar; ils comprennent, comme toujours aux

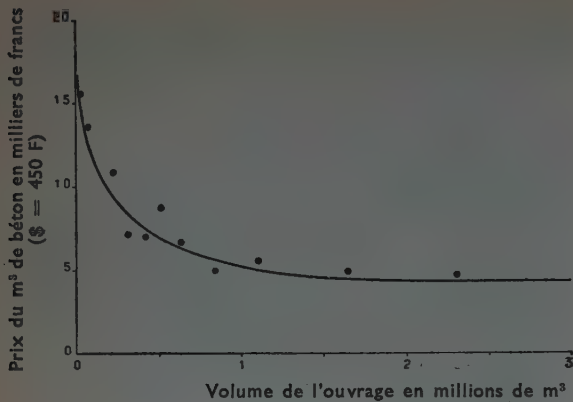


FIG. 14. — Prix unitaire du béton en fonction du volume de l'ouvrage.

États-Unis, l'amortissement, le montage et l'exploitation de tout le matériel de chantier, ainsi que les coffrages; le ciment, par contre est exclu. — Tous les barrages en question sont du type poids sauf celui de Hungry-Horse, le plus volumineux et le moins cher, qui est une voûte épaisse. Son point représentatif se situe bien dans la courbe d'ensemble, ce qui montre, en passant, que le prix unitaire d'une voûte épaisse, aux formes simples, n'est pas plus élevé que celui d'un barrage poids,

### 3° La mécanique américaine : les blondins.

La carrière des blondins est loin d'être finie. Bien que les grues soient d'un emploi courant, tous les chantiers que nous avons visités étaient équipés de blondins de 20 t dont le rendement mensuel unitaire atteint quelquefois 55 000 m³ de béton.

Cette standardisation à 20 t est génératrice d'économie dans la construction d'un matériel de série; mais de plus, presque tous les blondins de 20 t que nous avons vus sont de la même marque; ainsi au lieu d'essayer un prototype à chaque chantier, l'Entrepreneur acquiert un matériel qui, déjà mis au point ailleurs, a subi à l'usage des améliorations successives; nous ne nierons pas que la concurrence soit un facteur de progrès, mais dans un domaine comme celui des blondins, produits malgré tout en petit nombre, un groupement des moyens

d'étude nous semble très profitable. La collaboration du constructeur et de l'entrepreneur est d'ailleurs très étroite dans ce domaine. L'un et l'autre contribuant avec le même intérêt aux mises au point et aux perfectionnements.

C'est ainsi que nous avons vu au barrage de Pine Flat un blondin d'un type nouveau en Amérique et d'un rendement très élevé. On en parle à cent lieues à la ronde et nous étions très anxieux avant notre arrivée au chantier de découvrir cet engin merveilleux. Quelle ne fut pas notre surprise, en constatant que sa caractéristique principale était celle des blondins français : mouvements de levage et de translation indépendants alors que dans les blondins du type classique américain ces deux manœuvres doivent être faites l'une après l'autre. Les vitesses théoriques par contre sont plus élevées que chez nous : 9 m/s pour la translation, 2,5 m/s pour le levage, compte tenu du mouflage.

Aussi les rendements sont-ils sans comparaison avec ceux auxquels nous sommes habitués : nous avons observé une série de manœuvres au cours du bétonnage d'un plot situé au pied d'une rive; bien que le quai de chargement soit placé sur le haut de la rive opposée, la durée de chaque cycle complet était de 90 s, soit quarante voyages à l'heure; on arrive paraît-il à en faire cinquante. Il s'agit de pointes, mais les moyennes comptées sur 1 mois sont elles-mêmes très élevées : vingt voyages à l'heure environ.

Mentionnons ici un détail technique : les cavaliers (fig. 15) servant à maintenir les écartements nécessaires entre les différents câbles de ce blondin, sont d'un type nouveau également, qui semble donner toute satisfaction. Ils se déplacent par l'intermédiaire de roulettes embrayées sur le brin inférieur du câble de traction du chariot; leur vitesse est synchronisée de telle façon que tous les intervalles entre les cavaliers aillent en augmentant tout en restant égaux entre eux lorsque le chariot s'éloigne de la rive.

A la vue de ce blondin un souvenir m'est venu à l'esprit; c'est la réflexion d'un chef de chantier français qui me disait, il y a quelques années, que la vitesse des blondins était un leurre et une source d'incidents pour les machines; que finalement elle ne se répercutait que sur 25 ou 30 % du temps de la manœuvre, le blondin étant surtout occupé soit à la charge soit à la décharge.

A Pine Flat, dans un cycle de 90 s, où le blondin doit parcourir en plan deux fois 250 m, 55 s, soit 60 % de la durée totale du cycle, sont employées aux trajets



FIG. 15. — Un cavalier du blondin rapide du barrage de Pine Flat.



FIG. 16. — Le silobus du barrage de Pine Flat.





FIG. 17. — Déchargement d'une benne de béton.

du chariot. Restent 35 s pour les deux opérations de chargement et de déchargement de la benne; là aussi on a réussi à gagner beaucoup; la benne est remplie en moins de 10 s par le basculement instantané de la trémie du silobus (fig. 16) autour d'un axe horizontal.

Au déchargement, pour lequel il ne reste guère que 25 ou 30 s, un homme enclanche sur la benne, par un quart de tour vers le haut, un tuyau d'air comprimé; l'air y est immédiatement envoyé et la benne vidée instantanément (fig. 17). Elle s'élève aussitôt et le tuyau d'air comprimé se décroche automatiquement par un quart de tour vers le bas provoqué par la traction de la benne qui s'éloigne, sur le flexible retenu par l'ouvrier qui a fait la manœuvre. Un homme seulement s'est approché de la benne pour décharger en 25 s, 6 m<sup>3</sup> d'un béton qui est loin d'être liquide.

Aussi les ouvriers chargés de la vibration disposent-ils de tout le temps nécessaire au traitement du béton. Trois vibrateurs électriques, d'une fréquence de 6 000 périodes/mn, manœuvrés chacun par deux hommes (fig. 18 et 19) viennent facilement à bout de leur tâche, en laissant au personnel le temps de se reposer un peu entre

chaque benne. Ainsi une équipe de huit à neuf hommes dessert normalement un blondin de 20 t.

Le chantier est équipé de deux blondins de 20 t, celui que nous venons de décrire et un second du type classique, employé le moins possible au bétonnage; l'entrepreneur considère en effet que lorsque les deux blondins bétonnent en même temps, ils se gênent un peu mutuellement, leurs rendements sont abaissés et finalement le béton coûte 1,3 % en plus; ce chiffre montre à quel point est poussé le souci du rendement. Malgré tout, le directeur du chantier nous a confié qu'il serait plus tranquille s'il disposait de la réserve d'un troisième blondin et le chantier de Tignes lui fait envie. Le volume du barrage de Pine Flat sera de 1 600 000 m<sup>3</sup>.

Au barrage de Hungry Horse les quatre blondins de 20 t travaillent 24 heures, par jour et 7 jours par semaine; le graissage et l'entretien se font en cours de service et on les arrête seulement un jour par mois pour les reviser. La cadence de bétonnage mensuelle a atteint 45 000 m<sup>3</sup> par blondin.

Ainsi l'utilisation intégrale et ordonnée d'un matériel robuste, parfaitement entretenu et adapté à sa fonction permet d'atteindre des rendements très élevés avec peu de main-d'œuvre.

La concurrence oblige d'ailleurs les entrepreneurs à posséder un matériel *up-to-date* qui leur permettra d'abaisser leurs prix de revient; mais comme les entreprises sont relativement peu nombreuses, pratiquement assurées du plein emploi pour les années à venir, elles n'hésitent pas à faire les frais nécessaires; elles calculent leurs amortissements en conséquence, c'est-à-dire sur des volumes de travaux assez gros et assez vivement menés pour que le matériel ne soit pas démodé avant d'avoir été amorti.

#### 4° Les rendements du personnel. Le climat social. La chasse au temps perdu.

Le rendement du personnel est, lui aussi, très élevé, bien qu'il ait baissé depuis la guerre. L'atmosphère de camaraderie qui règne sur les chantiers, les conditions de sécurité et le bien-être matériel y sont sans doute pour beaucoup.



FIG. 18. — Vibration d'un béton au dosage de 110 kg de ciment par mètre cube.



FIG. 19. — Vibrateurs électriques utilisés sur le chantier de Hungry Horse.

La chasse au temps perdu, pour les hommes comme pour les machines, est impitoyable et tous les postes de main-d'œuvre qui peuvent, grâce à un artifice quelconque d'organisation ou d'ingéniosité mécanique, être supprimés ou remplacés par une machine, disparaissent immédiatement.

Les effectifs sont réduits au minimum : de trois cents à quatre cents hommes pour l'ensemble d'un chantier desservant un blondin de 20 t travaillant à trois postes. Pour la préparation des agrégats à partir d'une ballastière, au barrage de Pine Flat, soixante-cinq hommes répartis en deux postes produisent 6 000 t d'agrégats par jour. L'effectif total du chantier est de cinq cent trente-cinq hommes pour une production mensuelle de béton ayant atteint 80 000 m<sup>3</sup>.

Sur un chantier où l'on pratique l'échange benne pleine benne vide au quai de chargement du blondin, c'est le même homme qui conduit le tracteur et qui fait les opérations d'accrochage et de décrochage; il se tient sur la plate-forme des bennes et commande son tracteur à distance à l'aide d'une simple ficelle.

La qualité du travail bénéficie du climat d'ordre et de sécurité dont est entouré l'ouvrier américain.

Signalons, à ce propos, le soin apporté à la fixation des coffrages et à la pose des armatures (fig. 20).

La précision est telle qu'on a pu, au barrage de Grand Coulee, extraire une carotte de béton de 35 mm de diamètre à cheval sur un joint entre deux plots pendant plusieurs mètres.

Enfin mentionnons que les ancrages des pièces fixes des vannes (fig. 21) sont posés avec assez de soin pour qu'on puisse les enrober directement dans le béton de l'ouvrage sans utiliser des boîtes de scellement. Les ancrages sont fixés aux armatures avec des petits fers auxiliaires et des points de soudure. C'est d'ailleurs toujours l'Entrepreneur Général qui est chargé du montage des pièces fixes et des vannes elles-mêmes.

##### 5° Les faibles dosages. Les ciments.

Il est une autre source d'économie que je ne saurais passer sous silence : la réduction des dosages en ciment.

Les Américains ont actuellement une tendance très marquée à réduire le dosage en ciment des bétons inté-

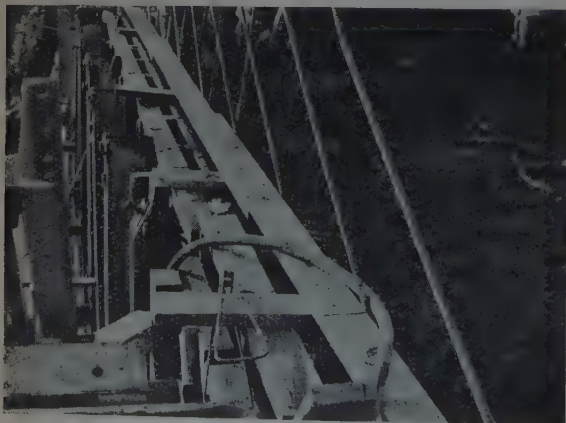


FIG. 20. — Fixation des armatures au barrage de Chief Joseph. On remarquera le dispositif qui assure l'implantation rigoureuse de ces armatures.



FIG. 21. — Ancrages des pièces fixes des vannes au barrage de Canyon Ferry.

rieurs des barrages : de 220 kg/m<sup>3</sup> à Hoover Dam, il y a 18 ans, ils sont arrivés par des étapes successives, de plus en plus précipitées d'ailleurs depuis la guerre, puisqu'en 1946 on considérait encore que le dosage de 150 kg/m<sup>3</sup> était un minimum, à 110 kg/m<sup>3</sup> au barrage de Pine Flat. Cette tendance est commune au Bureau of Reclamation et au Corps des Ingénieurs de l'Armée.

S'il est séduisant de réduire le dosage en ciment de gros ouvrages, n'y a-t-il pas une contrepartie technique ou même économique ? Les exigences sur la qualité du béton sont-elles de moins en moins sévères, ou a-t-on fait de réels progrès dans la technique des ciments ou dans celle de la fabrication du béton ?

Disons tout de suite qu'on a fait des progrès; et les techniciens du Bureau of Reclamation considèrent que le principal d'entre eux est l'introduction d'air occlus dans les bétons, introduction qui a permis de diminuer le dosage en ciment tout en augmentant le C/E.

A Hoover Dam, le C/E était de 1,80 pour un dosage de 220 kg/m<sup>3</sup>; à Hungry Horse, il a été porté à 1,90 pour un dosage de 165 kg/m<sup>3</sup>. Le gain de résistance qui correspondrait à cette augmentation de C/E est à peu près compensé par la perte due à la présence de 3 % d'air occlus. En définitive, on a économisé 55 kg/m<sup>3</sup> de ciment sans changer les résistances et sans rien perdre de la maniabilité du béton.

Tout comme la réduction du dosage en ciment, l'emploi de pouzzolanes et la pratique du refroidissement artificiel du béton diminuent les risques de fissuration par les phénomènes thermiques, aussi a-t-on pu, dans le même temps, réduire les exigences sur la résistance mécanique du béton jeune mesurée sur éprouvettes :

On imposait 210 kg/cm<sup>2</sup> à la compression à 28 jours à Hoover Dam;

On se contente de 210 kg/cm<sup>2</sup> à 1 an à Hungry Horse.

La résistance mécanique du béton jeune n'est d'ailleurs plus la caractéristique la plus importante dans l'esprit des ingénieurs américains qui s'attachent surtout aux qualités de pérennité, assurant des résistances mécaniques suffisantes à 10 ou à 25 ans d'âge. On vérifie ces qualités par un vieillissement artificiel du béton.

L'air occlus répondant à la fois à cette exigence et à celle de maniabilité, on a tendance à abandonner l'emploi des ciments très fins du type « low heat » pour adopter de façon générale les ciments du type modifié à mouture d'ailleurs plus grossière et de fabrication





FIG. 22. — Fissures dues à l'alcali-réaction au barrage de Parker.

La pénétration de ces fissures s'est fort heureusement stabilisée à quelques décimètres des parements.

moins coûteuse. Leur chaleur d'hydratation est plus élevée mais reste acceptable compte tenu de la réduction du dosage et de la pratique du refroidissement artificiel. Les barrages américains construits il y a quelques années sont en effet souvent fissurés et de récentes expériences de laboratoire ont montré que, pour une composition chimique donnée, un ciment à mouture plus grossière résiste mieux à la fissuration; il contient par ailleurs une réserve de ciment non hydraté qui peut plus tard souder les lèvres des fines fissures du béton.

Quelles que soient les tendances, examinons ce que sont, en fait, les résistances des bétons actuellement mis en œuvre en grandes masses aux États-Unis.

Pour un dosage de 225 kg/m<sup>3</sup> par exemple, la résistance moyenne à 28 jours à la compression des bétons des barrages américains que nous avons visités est de 315 kg/cm<sup>2</sup>. Ceci pour le cas des agrégats et du sable naturels. Je n'ai pas assez de données sur les chantiers employant des matériaux concassés pour avancer des chiffres. Les Américains emploient, en effet, de préférence des agrégats et du sable naturels même s'ils doivent être transportés sur de longues distances, lorsque ceux que l'on trouve sur place sont trop peu abondants ou susceptibles de réagir avec les alcalis du ciment (fig. 22).

Comment expliquer ces résistances élevées qui autorisent des dosages faibles ?

Faut-il mettre en cause les ciments ? S'il nous est aisé de connaître la composition chimique, la finesse et la chaleur d'hydratation des ciments américains, il nous est par contre difficile d'avoir une idée des résistances des mortiers. Les normes d'essais américaines sont en effet différentes des nôtres. Aussi ai-je rapporté des États-Unis un échantillon de ciment américain qui a été essayé au *Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics* suivant les normes françaises. Sa résistance à 7 et à 28 jours (fig. 23) a été comparée à celles de quelques autres ciments employés dans des barrages français; nous voyons que le ciment américain en question se situe dans le haut de la gamme. Mais ce même ciment américain a été essayé aux États-Unis suivant les normes américaines; par comparaison maintenant avec quelques ciments employés dans des barrages américains, nous voyons qu'il se situe encore dans le haut de la gamme.

Il est naturel d'en conclure que les résistances des ciments de barrages américains et des ciments de bar-

rages français sont comparables. Notons toutefois qu'aux États-Unis on emploie toujours dans les bétons de masse des ciments du type modifié, pauvres en silicate tricalcique et relativement riches en silicate dicalcique, donc assurant un gros gain de résistance à 1 an; certains chantiers français se contentent d'un ciment Portland normal ayant des résistances initiales et des dégagements de chaleur assez élevés et un accroissement de résistance relativement faible entre 28 jours et 1 an. Les deux tableaux (fig. 23) nous montrent, en passant, qu'un ciment essayé suivant les normes françaises présente des résistances environ une fois et demie supérieures à celles qu'il donne suivant les normes américaines. Les mortiers du règlement d'essais américains sont en effet beaucoup plus mouillés.

Signalons l'emploi, aux États-Unis, d'excellentes pouzzolanes, les *fly-ash*, qui ne contribuent pas à la résistance des bétons dans les premières semaines du durcissement mais permettent à 1 an d'obtenir des résistances aussi élevées qu'avec le ciment Portland pur.

L'équivalence, en moyenne, des résistances des ciments de barrage français et des ciments américains est d'ailleurs confirmée par l'examen de leur composition chimique et de leur finesse de mouture; la résistance telle qu'on pourrait la calculer à partir des constituants d'après les formules données par Bogue devrait être plus élevée pour les ciments français; mais la finesse des ciments américains encore supérieure à celle des ciments français malgré sa tendance actuelle à diminuer, corrige largement l'effet de la composition chimique.

Cherchons donc ailleurs que dans la qualité du ciment l'explication des excellentes résistances des bétons américains. Le C/E nous fournit sans doute la réponse : en effet, il est toujours très élevé (fig. 24 et 25). Pour un dosage de 200 kg/m<sup>3</sup>, par exemple, le C/E des bétons américains est couramment de 1,95. Les conséquences de ces valeurs du C/E sur les résistances ne peuvent être mises en doute, compte tenu même de l'effet contraire d'un pourcentage de 3 à 6 % d'air occlus.

L'explication de ces C/E élevés doit être recherchée parmi tous les facteurs qui accroissent la maniabilité du béton, pour un C/E donné : ce sont, comme nous l'avons déjà signalé :

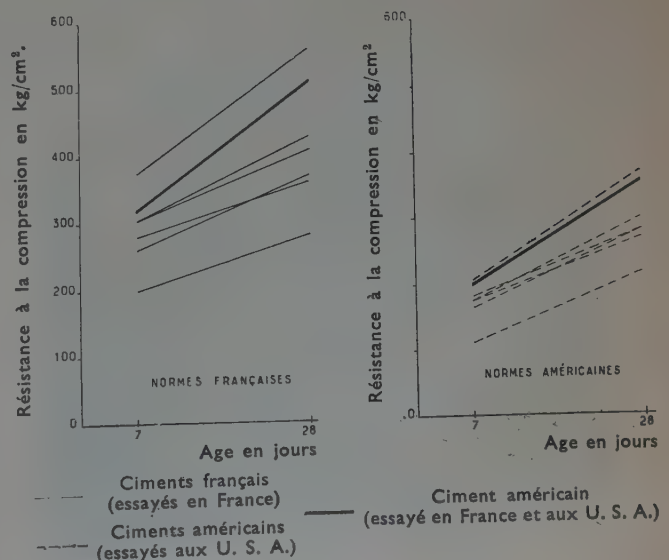


FIG. 23. — Résistances de quelques ciments français et américains.

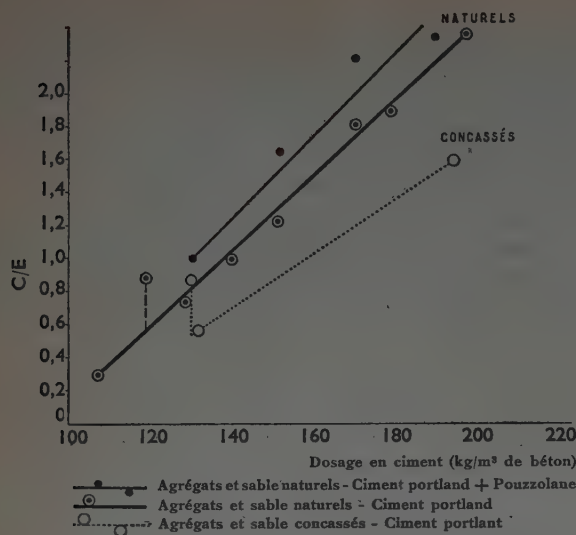


FIG. 24. — C/E de bétons de barrages américains.

— L'emploi d'agents entraîneurs d'air et de ciments à mouture assez fine.

— L'utilisation de pouzzolanes dont les grains sont moins anguleux que ceux du ciment et souvent un peu plus fins.

— Enfin, tous les soins apportés au cours de la préparation du béton pour assurer la qualité et surtout la



FIG. 25. — Aspect d'un béton au dosage de 135 kg de ciment par mètre cube. Ce béton est tout juste maniable.

régularité de sa composition, en particulier celle de la granulométrie du sable.

En effet, je le répète, seule la régularité permet de se placer constamment à la limite de la maniabilité.

Aux États-Unis, le ciment, en place, est sensiblement aussi cher qu'en France et une économie de dosage de 70 kg/m³ permet de réduire de 10 % le prix du béton. Notons d'ailleurs que les bas dosages ont un autre avantage : celui de diminuer l'importance des phénomènes thermiques et de réduire les risques de fissuration.

### III. — QUELQUES ASPECTS DES CHANTIERS

Nous avons groupé, pour terminer, des vues de chantiers quelquefois anciens ou, en général, contemporains.

#### 1° Fondations.

Voici un exemple de congélation de terrain, dans les fouilles du barrage de Grand Coulee (fig. 26); les dépôts glaciaires étaient si fluents qu'on les a congelés *in situ*

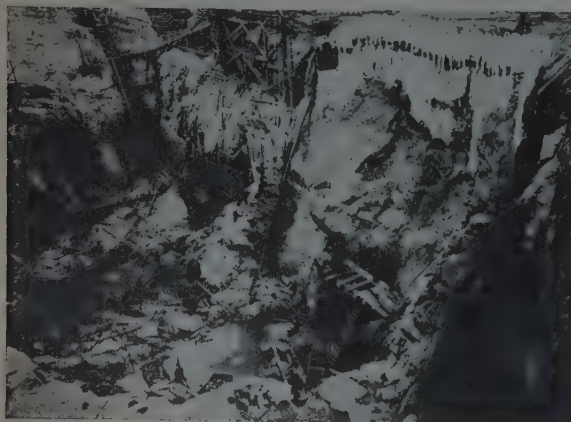


FIG. 26. — La voûte de glace à Grand Coulee.

pour poursuivre le travail. La voûte de glace, appuyée sur le granit, se déplaçait lentement comme un glacier et on la régénérât de temps en temps par l'amont.

Voici le lavage des failles d'argile, par injections d'air et d'eau à Hungry Horse (fig. 27). Lorsqu'on s'est aperçu de leur présence, le chantier était trop engagé pour qu'on pût faire une retouche des fouilles. Mais, en d'autres circonstances, cette dernière solution n'aurait pas été plus coûteuse.

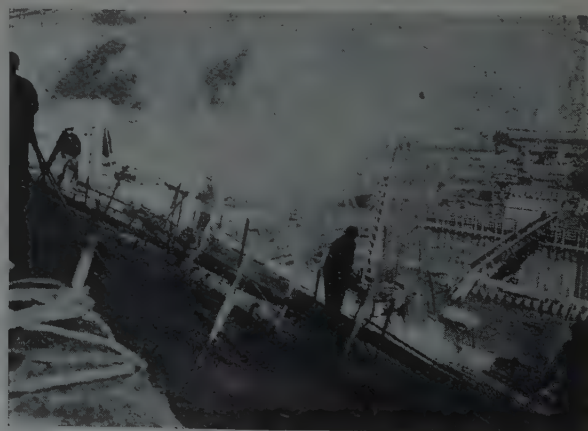


FIG. 27. — Lavage des fondations à Hungry Horse.



## 2° Batardeaux.

Voici le batardeau du barrage de Chief Joseph (fig. 28). Il est formé de cellules de palplanches de 10 à 12 m de diamètre battues dans des conditions très difficiles sur le Columbia dont le débit de crues dépasse 20 000 m<sup>3</sup>/s.

A McNary on a coupé le même fleuve, préalablement étranglé entre deux rangées de cellules semblables, en déversant au blondin des tétraèdres en béton (fig. 29).

Voici la reprise d'un de ces tétraèdres par le blondin (fig. 30).

Et le résultat de la coupure (fig. 31).

Batardeau de poutrelles cylindriques en béton : « stop logs » (fig. 32).



FIG. 30. — Mise en place des tétraèdres à McNary.

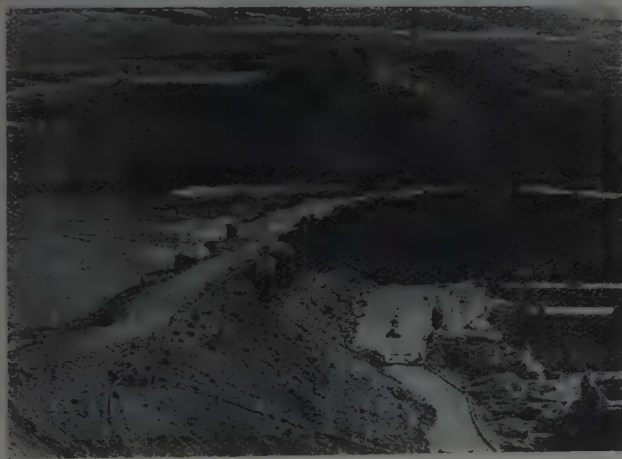


FIG. 28.

Cellules du batardeau au barrage de Chief Joseph.



FIG. 31. — Résultats de la coupure de McNary.



FIG. 29. — La coupure de McNary.



FIG. 32. — Stop logs à McNary.

Les « cribs » n'ont rien perdu de leur faveur et sont largement employés pour les ouvrages provisoires et les installations de chantier. Voici celui qui a servi au pré-batardeau de la galerie de dérivation provisoire à Hungry Horse (fig. 33).

Sur ce même chantier, l'étanchéité du batardeau amont est assurée par un platelage en bois (fig. 34).

Autre application du bois : le canal de dérivation provisoire, ou « flume », à Canyon Ferry, sur le cours supérieur du Missouri (fig. 35).

Le voici en fonctionnement (fig. 36). L'hydraulique a été quelque peu sacrifiée et l'une des crues enregistrées au début des travaux a provoqué près de l'entrée du

canal, un renard qui a envahi les fouilles et paralysé le chantier pendant plusieurs semaines.

### 3° Mise en œuvre et problèmes d'entreprise.

Voici l'aspect du calcaire scié de façon à former le bord vertical de la fouille des prises d'eau (fig. 38). On distingue très bien les traces laissées par le mouvement de rotation de l'outil. Dans les tunnels, on découpait tout le pourtour de la section d'avancement sur une profondeur de plusieurs mètres et on brisait ensuite le bouchon ainsi constitué, avec une charge d'explosifs très réduite.

Pour le déboisement de la retenue de Hungry Horse, on n'a pas fait appel à des bûcherons mais on a inventé un certain nombre de machines adaptées à ce travail.



FIG. 33 et 34. — Construction des « cribs » et des platelages à Hungry Horse.



FIG. 35 et 36. — Canal de dérivation provisoire de Canyon Ferry.





FIG. 37 et 38. — Sciage du calcaire.



FIG. 39 et 40. — Phases de déboisement.

A Fort-Randall, on a percé des tunnels et ouvert des fouilles avec une scie capable de découper des roches tendres (fig. 37).

Voici d'abord deux aspects de la retenue en cours de déboisement (fig. 39 et 40).

Le relief est très escarpé et la tâche n'était pas facile. Comme l'entrepreneur adjudicataire avait des prix bien inférieurs à ceux de ses concurrents, on s'attendait à ce qu'il perde beaucoup d'argent. Il n'en a rien été, grâce aux dispositifs ingénieux dont voici les plus caractéristiques.

Les gros arbres sont arrachés par un câble tiré par deux tracteurs et maintenu à une hauteur suffisante au-dessus du sol par une énorme boule (fig. 41).

Ensuite des bulldozers spécialement équipés ratissent les troncs et les branchages de toutes tailles (fig. 42). Pour les rassembler au bas des pentes, on emploie aussi cette sorte d'ancre (fig. 43).



FIG. 41, 42 et 43. — Engins de déboisement.



FIG. 44. — Malaxeur au barrage de Merriman.

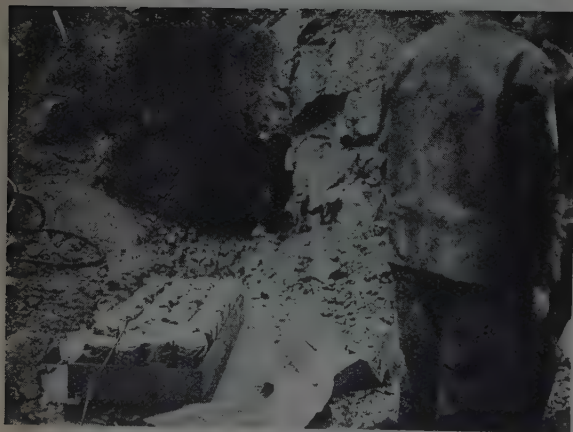


FIG. 45. — Chargement des explosifs.



FIG. 46. — Tapis à déchargement latéral.

Voici d'autres procédés :

Un malaxeur dans la trémie d'une pompe à béton. On évite ainsi bien des engorgements (fig. 44).

Les explosifs sont placés dans des galeries à l'aide d'une caisse en bois, tirée sur le sol (fig. 45);

Un tapis à déchargement latéral utilisé sur le chantier de Hungry Horse (fig. 46);

Branchements de canalisations d'air comprimé (fig. 47).

A Hungry Horse les équipes de topographes chargées de l'implantation des parements du barrage ont été réduites de huit à quatre hommes par la mise au point de la méthode suivante :

Dans chaque plot du barrage, on ménage un puits vertical surmontant un repère placé dans une chambre située à son pied; à chaque levée on vient placer au-dessus du puits un appareil optique (fig. 48); il tient à la fois du niveau et du tachéomètre et permet de prendre la verticale exacte du repère et d'implanter tous les points du



FIG. 47. — Tuyauteries d'air comprimé.



FIG. 48. — Visée topographique.



parement. — On supprime ainsi les visées à longue distance et les déplacements de personnel. L'économie, en fin de chantier, sera de 7 000 000 de francs.

On évite aux ouvriers de grosses pertes de temps en mettant à portée de leur main des outils de réserve et des pièces de rechange, dans des baraques déplacées au blondin d'un plot à l'autre (fig. 49).

Nous avons assisté à la pose de tuyaux en béton de 2 m de diamètre, par éléments de 5 à 6 m de longueur (fig. 50). Une équipe de quatre ou cinq hommes, avec une petite grue sur chenille pose jusqu'à 400 m de tuyaux par jour.

Ce derrick (fig. 51) vu sur un chantier américain vous montrera que l'on rencontre encore quelques bricoleurs aux États-Unis (Chantier de canaux à Ephrata).



FIG. 49. — Atelier volant.

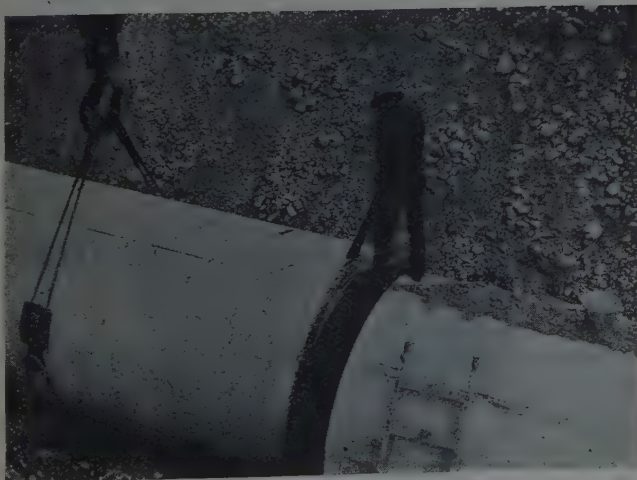


FIG. 50. — Pose de tuyaux en béton.



FIG. 51. — Derrick en bois.

#### 4° Déversoirs.

A Grand Coulee, le déversoir a été fortement détérioré pendant la construction du barrage (fig. 52):

Des courants traversiers provoqués par le passage des crues sur certains plots inachevés du barrage ont ramené d'énormes blocs de rocher qui ont creusé dans le béton du radier des marmites, qu'il faut maintenant réparer dans des caissons à air comprimé; c'est un travail extrêmement difficile et coûteux qui demande des années d'efforts.

Voici la disposition typique du déversoir à bassin d'amortissement muni d'énormes dents destinées à briser l'énergie du fleuve (fig. 53); c'est une solution chère et qui nécessite beaucoup d'entretien. En contrepartie le Bureau of Reclamation reste attaché au « stilling pool » avec formation du ressaut naturel. Notons toutefois que les Américains acceptent, dans quelques réalisations actuellement en cours d'exécution ou d'étude, de lancer l'eau sur un tremplin et de la laisser retomber dans le lit non revêtu de la rivière. C'est le cas du barrage de Pine Flat par exemple (fig. 54 et 55).

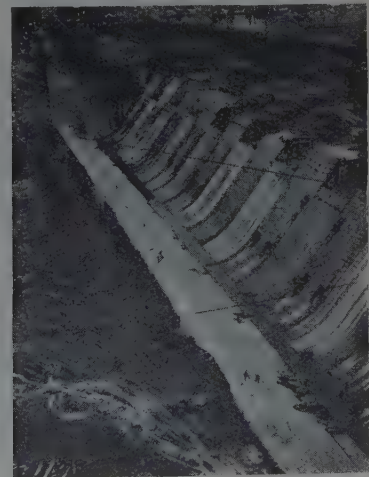


FIG. 52. — Déversoir de Grand Coulee en construction.



FIG. 53. — Déversoir de McNary.



FIG. 54. — Déversoir de Pine Flat.



FIG. 55. — Aspect du radier du déversoir de Pine Flat.

## 5° Prises d'eau.

Les radiers des prises d'eau, même lorsqu'ils sont fondés sur un rocher résistant, nous ont semblé être traités avec un grand luxe d'armatures. Ces aciers ont une section carrée de 5 cm de côté.



FIG. 56. — Prise d'eau de McNary.

## 6° Conduites forcées. Centrales. Le « fillet ».

Voici autour d'une conduite forcée d'autres armatures auxquelles nous renonçons en général, pour simplifier la tâche (fig. 57).

Voici l'usine de Hungry Horse (fig. 58) où, pour gagner du temps, on a construit le squelette du bâtiment en profilés métalliques de façon à mettre très vite à l'abri les monteurs des groupes. — Les parois sont édifiées après coup.

Voici le « fillet » (fig. 59), léger empattement progressif ménagé au pied des parements de Hungry Horse, par un souci de théorie qui n'a certes pas l'approbation des exécutants.



FIG. 57. — Conduite forcée de Hungry Horse.





FIG. 58. — Usine de Hungry Horse.



FIG. 59. — Le « fillet » à Hungry Horse.

### 7° Architecture.

L'architecture des ouvrages américains est toujours très sobre.

Voici l'exemple du barrage et de l'usine de Norris (fig. 60). Les lignes droites dominent.



FIG. 60. — Barrage et usine de Norris.

### 8° Échelles à poissons.

Voici, pour terminer, l'échelle à poissons du barrage de McNary sur le Columbia (fig. 61); le saumon est si respecté que l'on a dû monter des échelles provisoires en bois, pour la circulation de ces poissons pendant la construction du barrage. A droite l'écluse, d'une hauteur de 30 m, c'est le record du monde.



FIG. 61. — Échelle à poissons du barrage de McNary.

## COMMENTAIRES DU PRÉSIDENT

M. MARTIN a pris le rôle ingrat d'aborder son sujet par la petite porte, ou ce qui semble la petite porte, en vous montrant avec force détails, destinés aux spécialistes, comment l'Américain essaye de faire du béton de barrage un produit de série. Je me suis gardé de le détourner de son plan, parce que ce fil conducteur mène à beaucoup de rapprochements intéressants. D'abord le rapprochement entre ce qui se fait en Amérique aujourd'hui et ce qui se faisait il y a une vingtaine d'années. Dans mes notes de l'époque j'avais retenu que le barrage à contreforts, malgré le travail plus lourd du Bureau d'Études et les complications de l'exécution, procurait une économie d'environ 10 % sur le barrage massif.

Voici un ancien barrage à voûtes multiples avec des contreforts de l'ordre du pied (30 cm) sans armature (fig. 62).

Voici un record du monde qui est fort vieux. C'est Upper Otay (fig. 63), une voûte très mince qui, je l'avoue, m'a servi de modèle pour pas mal de voûtes françaises. Elle est extrêmement audacieuse et elle a été faite par des gens qui ne savaient assurément pas la calculer; elle tient toujours.

Voici Stewart Mountain (fig. 64), en voûte aussi, avec sa crête appuyée sur deux culées poids; cette voûte est toujours en service, bien qu'elle ait été victime de ce que M. MARTIN rappelait tout à l'heure : « l'alcali



FIG. 62. — Barrage de Murray.



FIG. 63. — Barrage de Upper Otay.



FIG. 64. — Barrage de Stewart Mountain.



réaction ». Elle a gonflé tellement qu'à la clef elle s'est déplacée vers l'amont de 12 cm. Tous ces ouvrages datent d'au moins vingt ans. Aujourd'hui on ne fait plus guère de barrages en dentelle, à contreforts, en voûte mince. Quelle en est donc la raison ? L'intervention des grands services d'État n'est pas seule en cause. A cet égard, ils sont un peu inquiets et ils m'ont posé la question à plusieurs reprises : est-ce que nos projets ne sont pas surabondants ? La réponse naturellement, est difficile, mais surtout elle n'est pas technique, elle est d'ordre économique : *c'est qu'en matière de barrages, comme ailleurs, le standard paye*. Mais pour l'atteindre il faut mettre en œuvre une production de masse et une production à grande cadence, car si l'allure baisse, les prix montent, et ils montent en flèche. La répétition à grande échelle de produits de série fait, comme chacun sait, baisser les prix, simplifie la tâche de tous, permet seule d'obtenir le double résultat d'élever la condition ouvrière en diminuant les prix de vente. L'ombre de Ford plane aujourd'hui sur les grands chantiers de barrages américains.



FIG. 65. — Béton de Tignes (Savoie).

Ce faisant l'Américain rejoint au surplus sa loi historique : au besoin gaspiller des matières pour économiser des hommes. D'où l'emploi généralisé du béton de masse avec l'intention très ferme de ne pas, pour autant, sacrifier la qualité à la quantité. Et nous apercevons encore ici les bienfaits de la série : la qualité s'élève en même temps que le prix baisse. Pour y atteindre, il faut évidemment se donner quelque mal, et c'est alors qu'on voit se tourner l'esprit d'invention américain vers la mécanique du chantier. On ne dira jamais trop, comme je l'ai noté la fois dernière, l'élan toujours renouvelé avec lequel entrepreneurs et fournisseurs de matériels répondent aux exigences de plus en plus strictes de l'Administration : inventant, modifiant, retouchant sans cesse un outillage de haute qualité. Tout cela en parfait esprit de service et en liaison étroite avec l'usager.

La régularité du béton est le principal bienfait d'une production de masse standardisée. Elle est surtout aussi la condition première d'une économie, fort souhaitable,

sur les dosages. Et c'est exactement pour faire des économies sur les dosages que j'ai entrepris, il y a près de dix ans, des recherches systématiques sur les bétons discontinus à la suite de M. VALLETTE.

Voici un aspect du béton de Tignes (fig. 65) qui est un béton discontinu de calcaire concassé dont les plus gros éléments font 250 mm. Sa maniabilité ne laisse rien à désirer, mais pour réussir à abaisser les dosages, je bute toujours sur la dispersion. Avec un peu de bonne volonté et de patience de la part de tous — et je m'adresse spécialement à mes amis entrepreneurs — j'espère bien en venir à bout.

Sur la réduction excessive des dosages, quelques réserves sont à faire. Au Congrès de New-Delhi un vif débat s'est ouvert à ce sujet entre les Américains et les Suédois. Vous savez sans doute qu'il n'y a pas si longtemps, de graves incidents, dont il a été rendu compte au Congrès des Grands Barrages de Stockholm en 1933, se sont produits sur des barrages poids nordiques, surtout norvégiens, incidents dus à la dissolution des mortiers pauvres par les eaux pures. Aussi les Suédois et les Norvégiens se sont-ils rabattus depuis cette époque, et sans avoir à s'en plaindre, sur des structures minces en béton armé, très fortement dosées, et par conséquent à la fois résistantes à l'action du gel et des eaux pures. Le point fondamental, si l'on abaisse ces dosages est de le faire sans noyer le ciment, c'est-à-dire sans augmenter la proportion d'eau. C'est à quoi tendent précisément tous les efforts américains, comme vous l'a expliqué M. MARTIN.

Et puisque nous sommes sur le chapitre des réserves, vous serez certainement tentés de conclure avec moi que la recherche du standard, foncièrement bonne en soi, n'est pourtant pas une raison suffisante pour couler tous les barrages dans le même moule. Or, c'est chose assez surprenante de constater, contrairement à ce que nous disions des barrages en terre, à quel point on voit se répéter le même projet de barrages en béton dans toutes les vallées américaines, si différentes soient-elles.



FIG. 66. — Barrage de Grand Coulee.



FIG. 67. — Déversoir de Grand Coulee.

Voici Grand Coulee (fig. 66 et 67) barrage poids de 160 m de hauteur maximum dans une vallée très large avec ses deux usines produisant 11 milliards de kWh annuels.

Voici peut-on dire le projet standard américain : Canyon Ferry (fig. 68) le barrage poids avec son déversoir de crête, son bassin d'amortissement et l'usine sur le côté.

Voici Hungry Horse (fig. 69) où l'on a abandonné le projet standard pour adopter une voûte épaisse d'une hauteur de 160 m, la vallée s'y prêtant admirablement.

Voici encore une voûte relativement récente dans l'ouest américain, voûte déversante ressemblant aux types que nous connaissons, avec de très gros revêtements de rives pour éviter les affouillements (Kirr Dam, fig. 70).

Voici par contre un barrage poids dans une gorge relativement étroite où l'on pouvait, au lieu du barrage rectiligne, manifestement gagner au moins 30 % sur les cubes en faisant une voûte et en compliquant très peu l'exécution (Detroit Dam, fig. 71).

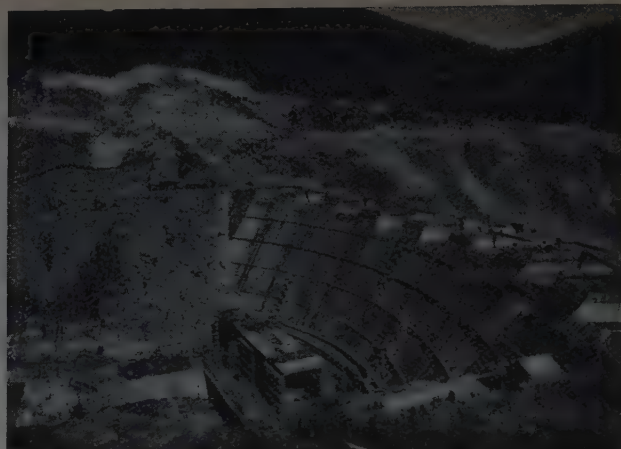


FIG. 69. — Barrage de Hungry Horse.

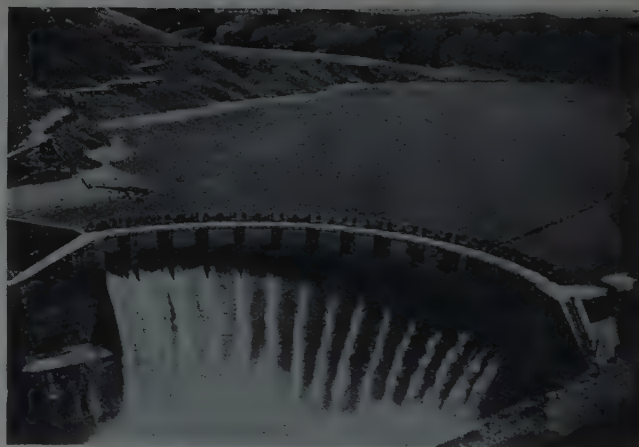


FIG. 70. — Barrage de Kirr.



FIG. 68. — Barrage de Canyon Ferry.



FIG. 71. — Barrage de Detroit.



Il arrive donc que le souci de la composition, de l'adaptation à un site soit souvent écarté au profit d'une simple répétition de dessins en uniforme. On voit surgir des barrages poids dans des vallées qui auraient pu fort économiquement accueillir des voûtes, au point que l'ingénieur en chef de l'*International Engineering Corporation* à qui je montrais quelques reproductions de nos ouvrages, a résumé son impression en deux mots : « Je vois : nous employons plus de béton et moins de cervelle », more concrete — less brain.

Il n'est pas exclu que quelques-unes des réalisations françaises que je lui montrais aient, à plus ou moins longue échéance, des incidences sur la technique américaine. Inutile de dire qu'elles ne peuvent être transplantées sans précaution, pas plus dans l'espace que dans le temps. Je veux dire que je ne ferais plus aujourd'hui ce que j'ai fait il y a vingt ans. Je veux dire surtout que les conceptions françaises doivent être adaptées au climat américain et inversement. Il n'est pas dit qu'un jour les Américains ne soient pas obligés d'économiser les matériaux à la suite des restrictions imposées par la guerre froide, et l'on a vu récemment monter de une à dix les demandes d'information sur le béton précontraint au Bureau de la STUP à New York.

Le plus puissant intérêt de mon métier qui me répand sur les lieux les plus divers est précisément de chercher non pas l'optimum technique, mais l'optimum économique et humain. Cette balance subtile entre matières, machines et hommes est essentiellement variable d'un pays à l'autre. Tout calcul est faux si on ne prend pas ce triple étalon de mesure.

J'ai gardé pour la fin, l'élément le plus important du rendement américain : « le climat social ».

Si l'ouvrier américain ne travaille pas aux primes, par contre, il n'y a guère de pays au monde où s'affirme mieux sa dignité d'homme. Sous quelle influence ? religieuse, philosophique ou simplement commerciale. Du fait de la pénurie chronique de main d'œuvre et de la nécessité d'en tirer le meilleur parti ? Je n'en sais rien. — Sans doute l'entrepreneur américain à qui je faisais compliment des mesures de sécurité prises en faveur de son personnel me répondait-il en toute innocence : « ça paye ». Mais la chose nouvelle, pour quiconque n'a pas vu l'Amérique depuis longtemps, c'est que le climat social s'est humanisé.

Le big business lui-même et c'est peut-être — chose curieuse — à la faveur des grandes enquêtes scientifiques qu'il a menées, dans l'esprit de Taylor, pour accroître tout bêtement les rendements, le big business s'est aperçu que le facteur prépondérant du rendement, supérieur à tous les autres, était le moral de l'ouvrier. Que la logique de l'efficacité ne suffisait pas parce qu'elle se heurtait à la logique, ou plutôt à l'absence de logique — du sentiment.

Contrairement à un préjugé très répandu, la civilisation techniciste américaine n'est plus seulement techniciste. Elle est surtout humaine. L'ouvrier est un outil sans doute, mais un outil vivant dont il faut d'abord conquérir l'adhésion. Bien au delà des procédés simplistes dont le taylorisme s'était contenté, elle recherche une transformation de la psychologie ouvrière, moins sensible il est vrai que la nôtre aux appels et aux rappels, venus de l'extérieur, à la conscience de classe, mise à part certaine action souterraine qui n'est pas visible pour l'observateur étranger.

Elle cherche donc à faire comprendre à l'ouvrier le sens de sa tâche, à répandre la compréhension entre

ouvriers et Direction et à faire circuler cette compréhension à tous les étages des chantiers. Avec une fraîcheur d'âme souvent désarmante elle fait confiance à l'homme, à ses facultés d'adaptation et ne se fait pas faute d'user des procédés de la grande publicité, pour l'éduquer et le convaincre, chose qui n'exclut pas d'ailleurs les rigueurs d'une forte discipline de chantier et jusqu'à nouvel ordre la possibilité pour l'employeur de licencier son personnel de façon quasi instantanée, ce qui, en Amérique, s'exprime de manière imagée : « fire ».

Voici quelques images de cette propagande.



FIG. 72. — Affiche du Service de Sécurité.

PETER NEWITT SONS CO & MORRISON-KNUDSEN CO INC		APRIL 1 1951 TO PRESENT	
ENTREPRISE	TYPE DE TRAVAIL	ACCIDENTS	SEVERITY RATE
ENTREPRISE 1	CONCRETE		
ENTREPRISE 2	STEEL		
ENTREPRISE 3	BRIDGE		
ENTREPRISE 4	PIERS		
ENTREPRISE 5	TRANSITS		

While Job Has Been Lost Time Accidents For A Total of **100** Days. Job Has Worked **100** Days Since Last Lost Time Accident.

**FREQUENCY RATE**

**SEVERITY RATE**

**To Date!**

FIG. 73. — Tableau de concours de la sécurité.

La Sécurité : « La prochaine fois tu le porteras ton casque » (fig. 72).

Voilà (fig. 73) le tableau de concours de la sécurité des entreprises qui sont cataloguées en fin de semaine d'après l'importance relative des accidents; et chaque année, d'un mois sur l'autre on cherche à gagner sur le pourcentage.

Quant à la productivité, l'ouvrier américain lui est acquis et l'idée lui en est familière. Le résultat, une fois les intérêts majeurs respectés de part et d'autre, c'est un climat social fait de bienveillance foncière, de bonne humeur, de compréhension mutuelle et de confiance <sup>(1)</sup>. Ce climat social, comme dit Siegfried, qu'on ne peut bien comprendre qu'autant qu'on en respire physiquement l'atmosphère.

Voilà qui dépasse de beaucoup l'horizon de cette conférence et même oserai-je dire l'horizon de l'entreprise américaine. Il est temps de conclure.

Y a-t-il un secret *des hauts rendements* et partant, des hauts salaires américains ?

Il n'y a pas de secret.

Il n'y a que le respect de quelques règles de bon sens, pas toujours appliquées d'ailleurs, parce que comme partout il arrive que les circonstances dominent la vie et les meilleures intentions. Mais je me suis amusé, à votre usage, à rédiger ces règles sous la forme d'un Code du savoir-vivre ou plutôt du savoir-travailler américain.

Le voici :

1° Savoir longtemps à l'avance ce que l'on veut faire. Question qui regarde la direction et la direction politique en particulier. Cela s'appelait au XVII<sup>e</sup> siècle d'un joli mot : « Avoir de l'avenir dans l'esprit ».

2° Savoir longtemps à l'avance et *dans le détail* ce que l'on va faire. Question qui regarde les exécutants : planning, moyens, etc...

3° Une fois prises les décisions correspondantes, n'en plus changer. Surtout, ne pas changer d'attelage en côte.

4° Ne jamais se presser.

5° Être toujours à l'heure.

Cela va ensemble, car chacun sait qu'on n'est jamais pressé que parce que l'on s'est mis en retard.

6° Chercher systématiquement le travail facile et l'économie de forces. Le geste du mécanicien de silobus

qui, à la fois, conduit son tracteur et manœuvre les bennes s'apparente à celui de la serveuse de restaurant qui n'a qu'un mouvement à faire pour remplir un verre : appuyer avec le verre lui-même sur un robinet à levier.

J'ajoute que cette consigne d'économie de forces est aussi bien valable pour les Bureaux d'Études que pour quiconque, et qu'il leur appartient de simplifier autant que possible le travail des Entreprises.

7° Éviter le surmenage, donc adopter un horaire de travail relativement léger, mais très régulier, chose qui n'est pas toujours possible, il faut l'avouer, pour les entrepreneurs.

8° Diviser les tâches et ne jamais mettre deux hommes sur la même, sauf si l'un est second de l'autre.

9° Ne pas se disperser. Ne pas se croire capable de tout faire. Ne pas être polyvalent.

10° Mettre du soin en tout. En particulier ne faire les choses qu'une fois, mais à fond.

La France s'épuise à réparer. Ce n'est peut-être pas tout à fait de notre faute, car nous n'avons pas toujours du matériel neuf, mais réfléchissez au nombre de fois où le même plombier vient chez vous pour réparer le même tuyau. Une des causes du standard de vie inférieur de l'Europe tient à cela.

11° Aimer et soigner la mécanique.

12° Savoir travailler en équipe, c'est-à-dire savoir s'imposer librement de très fortes disciplines collectives. C'est en Amérique, comme chacun sait, un don de nature.

13° Honorer l'homme dans toutes ses activités aussi bien ouvrières que patronales. Avoir confiance dans ses facultés d'adaptation, d'éducation et s'employer à le convaincre avec sollicitude, patience et surtout avec la ferme volonté d'aboutir. Cette sorte de croyance à un progrès illimité est la marque des pays jeunes.

J'ai fini.

Vous ne m'en voudrez certes pas de dire maintenant à nos jeunes conférenciers, en votre nom, M. MARTIN aujourd'hui, MM. LONDE et POST mardi dernier, tout le bien que nous pensons d'eux et tous les remerciements que nous leur devons pour le travail considérable qu'ils ont fourni et leur vaillance à aborder des sujets aussi vastes et aussi complexes.

<sup>(1)</sup> Un exemple entre mille : A deux reprises à 15 jours d'intervalle, sur deux barrages différents, un ouvrier, un simple manœuvre se détache d'un groupe, vient à ma rencontre pour me prier de prendre garde à mon appareil photographique exposé aux effets nocifs du jet de sable.



## DISCUSSION

M. VALLETTE. — Les faibles dosages du béton américain ne m'ont pas personnellement étonné, puisqu'en 1943 ou 1944 j'avais noté qu'on pourrait faire des gros bétons, des bétons cyclopéens, avec des dosages de l'ordre de 100 kg et je l'avais à peu près démontré. Maintenant est-ce que les Américains contrôlent que le béton est plein, car je crois que si les Nordiques ont eu des mécomptes, c'est peut-être parce que le béton était creux. On arrive très facilement avec des bétons à faible dosage à avoir des bétons creux; à ce moment l'eau peut alors circuler et les dissolutions peuvent se produire, le gel peut se mettre. Les Américains ont eu des barrages qui ont gelé et j'ai attribué cela justement au fait que les bétons étaient creux.

M. COYNE. — Théoriquement et surtout avec les bétons discontinus, on se rend compte qu'on doit pouvoir arriver à des dosages de 100 à 110 kg. Mais si nous n'y sommes pas parvenus, c'est à cause de l'irrégularité du béton, notamment de la granulométrie des sables, et par voie de conséquence, de l'irrégularité du rapport eau-ciment qui est l'élément fondamental de la résistance. Dans la mesure où nous avançons dans la voie des bétons à minimum de sable, nous sommes trahis si le sable n'est pas régulier. C'est pourquoi, j'ai conseillé à M. MARTIN de commencer sa conférence par un rappel des progrès faits en Amérique pour régler scientifiquement la qualité du sable.

En ce qui concerne le second point de votre intervention, je me permettrais de ne pas être tout à fait d'accord avec vous. J'ai souffert, en particulier au bord de la mer, de décompositions de bétons qui sont dues à l'action des sulfates. Qu'il s'agisse de cela ou d'une simple dissolution par les eaux pures, la décomposition est due beaucoup plus à mon avis, à la faiblesse du rapport C/E qu'à la porosité du béton. J'ai vu dans les ouvrages provisoires du pont de Plougastel des bétons à 350 kg qui ont disparu pratiquement au bout de 2 ans dans les eaux chaudes d'estuaire; à 400 kg, donc avec 50 kg de plus et avec les mêmes matériaux, le béton a tenu. Je vous dirai qu'il était un peu plus étanche, mais l'un et l'autre étaient pleins. Je pense que véritablement, la vulnérabilité vient de la pâte elle-même de ciment, de la quantité d'eau qu'elle contient. C'est pour cela qu'il y aurait un très grand danger à se lancer dans les dosages faibles. Je donne entièrement raison à mes amis suédois, et si l'on veut réduire les dosages, il faut maintenir le rapport du ciment à l'eau. Je ne suis pas tellement certain que les Américains le maintiennent. Les graphiques qu'on vous a montrés sont des confrontations des chiffres de dosage relevés à la tour à béton lors de notre passage et il doit bien arriver un jour ou l'autre que, sur le tas, on mette un peu trop d'eau. Mon opinion est donc qu'il est dangereux de descendre à des dosages pareils. J'avoue qu'entre les deux, je préfère un ouvrage de moindre volume, mais plus fortement dosé.

M. CHALUMEAU. — J'ai constaté que les Américains employaient des bétons extrêmement mouillés qui contenaient une quantité d'eau considérable, ne pouvant supporter ni un pilonnage ni même une vibration.

M. COYNE. — A quelle époque ?

M. CHALUMEAU. — A la fin de septembre de l'année dernière.

M. COYNE. — Dans le bâtiment, c'est fort possible, pour des raisons de facilité d'exécution. Comme les cubes à mettre en œuvre ne sont pas gros, l'économie de ciment ne compte pas et l'on peut surdoser.

M. CHALUMEAU. — Ils ont des ciments qui tiennent le coup tout de même, malgré ces quantités énormes d'eau, que vous n'auriez pas acceptées, qu'aucun Ingénieur ou Architecte n'aurait acceptées; ils décoffraient des dalles au bout de 48 h.

M. COYNE. — L'intervention des agents entraîneurs d'air change complètement l'aspect du béton. Je m'étais permis, en plaisantant, de dire aux Américains : « Vous allez faire demain du béton sans ciment ». Eh bien, c'est déjà fait. Ils ont fabriqué, à titre d'essai, du béton d'aspect tout à fait normal où il n'y a

pas 1 g de ciment : c'est de la farine de pierre, des cailloux, du sable, de l'eau, avec un entraîneur d'air. C'est peut-être une façon d'ailleurs, d'éviter les dissolutions. Ce béton n'a qu'un défaut, il ne prend pas. J'ai l'air de plaisanter, mais je ne serais pas hostile à cette idée, sous la forme suivante :

Dans un barrage poids, s'abstenir de doser en ciment le cœur de l'ouvrage. Se contenter de fabriquer en béton normal une sorte de squelette formé par les parements et par des planchers ou cloisons intermédiaires — le reste formant un simple remplissage inerte.

M. L'INSPECTEUR GÉNÉRAL HUPNER. — Vous rappeliez tout à l'heure que cette question des faibles dosages américains avait été une de nos surprises à New Delhi. Si j'ai bien compris ce sont des dosages appliqués dans la masse des barrages poids. Est-ce que vous-même et M. MARTIN avez pris quelques renseignements sur les dosages qui sont réalisés dans les barrages poids ailleurs que dans la masse et dans les barrages voûtés que l'on trouve encore? Quel est le dosage que les Américains considèrent comme raisonnable? Est-ce que l'on connaît l'ordre de grandeur de la dispersion ?

M. MARTIN. — Le dosage interne de Hungry Horse est de 110 kg de ciment et 55 de pouzzolane qui a un effet actif, qui procure un gain de résistance. Les parements sont dosés à 220 kg. La dispersion est un élément qui confirmerait que la théorie et les règlements sont une chose, l'application journalière une autre, car cette dispersion nous a paru à peu près équivalente à la dispersion française. Mais nous n'avons pas les résultats de dispersion sur les chantiers organisés avec la fameuse roue à sable qui pratique l'essorage systématique.

M. VALLETTE. — Les très gros bétons cyclopéens avec des dosages de 120 kg correspondent à un béton de gros cailloux qui remplit l'ossature avec un dosage de l'ordre de 180 à 200 kg, il n'est donc pas étonnant qu'ils puissent résister. Nous avons fait à la S. N. C. F. des murs de soutènement en gros bétons de cailloux avec des dosages de 175 kg de ciment de laitier qui avaient une bonne résistance. L'Entrepreneur avait fait des réserves, et nous avons effectué des contrôles de la résistance pour lui montrer qu'elle était bonne. On peut donc faire des bétons de cailloux à 175 kg.

M. COYNE. — J'ai essayé en France, au Portugal, d'en faire autant, mais je me suis tout de suite heurté à la dispersion. J'ai donc préféré, à la suite de ces incidents norvégiens qui sont tout de même très symptomatiques et qui peuvent se reproduire, augmenter mes résistances et ne pas trop descendre mes dosages car c'est je crois une voie très délicate si l'on n'est pas outillé pour faire du béton régulier.

M. VALLETTE. — Cela m'étonne qu'on puisse avoir cette désorganisation par des actions de surface si le béton est bien plein.

M. COYNE. — Je ne sais pas comment étaient faits les barrages norvégiens, mais ils ont pourri sur place. Je puis demander un complément d'information à un ami suédois, M. SAMSOE, ici présent, et qui connaît très bien le sujet.

M. SAMSOE. — En Suède, en Norvège, on se base sur cette simple observation : on sait qu'un béton d'un dosage trop faible ne résiste pas au gel, à la percolation d'eau, mais le dosage n'est pas le nombre de kilogrammes de ciment par mètre cube de béton, c'est le nombre de milligrammes sur chaque millimètre cube de la pâte de ciment, du mélange de sable et de ciment. Pour avoir le ciment bien dispersé dans toute la masse du béton, mélanger le béton très soigneusement et le placer dans l'ouvrage sans le déranger. Nous craignons ou de survivre le béton ou de ne pas le vibrer assez et d'avoir ainsi une séparation des différentes parties de la même gâchée, le dosage pouvant être trop fort dans une partie et trop faible dans une autre.

M. VALLETTE. — On peut très bien faire des bétons non ségrégés à faible dosage, mais le grand danger des faibles dosages, s'il n'y

a pas une composition granulométrique bien étudiée, c'est que le béton soit creux : si on ne fait pas un mortier à ciment ressuant, le mortier est creux. Est-ce que le béton suédois était un béton cyclopéen ?

M. COYNE. — Il a évidemment fallu, pour que le béton norvégien ait donné lieu à ces incidents, qu'il soit traversé par l'eau. Même si vous prenez la précaution d'employer de forts dosages en parement, vous n'excluez pas la possibilité de fissures et il suffit d'une fissure pour mettre l'eau au contact de la masse interne. Si cette masse interne est faiblement dosée, il faut imaginer qu'elle peut être traversée par l'eau, même par imbibition.

M. VALLETTE. — Quand elle est creuse. Pour le gel c'est la même chose. Nous n'avons jamais eu à la S. N. C. F. de bétons gelés dans aucun ouvrage, même les plus exposés. Il y a eu des barrages suisses gelés, des barrages américains gelés, parce qu'ils étaient creux. Avec la granulométrie continue, on arrive très facilement au-dessous de 300 kg à avoir des bétons creux, presque nécessairement le sable est creux, le mortier est creux, il y a circulation et pénétration d'eau, gel et éclatement. Avec le béton plein on n'a pas d'éclatement et de désorganisation par dissolution. Parce que l'eau peut circuler par des fissures, le béton se désagrège. Je ne sais pas si les Américains font un contrôle pour savoir si le béton est creux ou plein.

M. COYNE. — Il faut que je vous explique ce que M. SAMSIOE vient de dire au sujet des bétons suédois. Ces bétons sont faits effectivement sans vibration, mais ce sont des bétons très gras et traités avec un soin spécial. Dans un cas pareil l'intervention du vibreur créerait des zones de discontinuité dans le béton. Les bétons suédois se mettent en œuvre par simple pilonnage et l'expérience montre qu'ils résistent admirablement au gel et aux eaux pures.

Maintenant, en ce qui concerne le fait que les bétons sont pleins ou pas pleins, l'expérience est faite partout de prélever des échantillons dans la masse même du barrage et de les soumettre à l'essai d'étanchéité. En général, même avec des dosages faibles, ces bétons sont pleins. C'est l'effet de la vibration ; et une étanchéité relative doit même s'obtenir de la même façon avec des bétons sans ciment. La chose essentielle, je le répète, c'est que le rapport C/E soit suffisant pour que si la pâte est touchée par l'eau pure, elle tienne bon à elle toute seule — que le béton soit creux ou pas creux.

M. HAEGELEN. — En Norvège, la dissolution du mortier était absolument totale sur toute l'épaisseur des parois. C'est à la suite de cela qu'on a été obligé de mettre un masque en béton armé. Je crois que le dosage primitif était de l'ordre de 150 kg, je n'en suis pas très sûr.

M. SAMSIOE. — Je peux ajouter qu'en Suède, nous n'attachons pas une très grande importance à la granulométrie du sable, étant donné qu'on a des dosages de 300, 350 kg.

M. COYNE. — Il est tout à fait certain qu'à partir du moment où on a un dosage de 350 kg, il n'est pas nécessaire de rechercher une grande rigueur dans la granulométrie. Je citerai comme meilleur exemple la circulaire française de 1906 qui accepte dans un esprit libéral que les résistances du béton soient définies à l'avance sur le simple vu du dosage, à condition qu'il soit généreux. C'est évidemment une méthode qui est aux antipodes de la méthode américaine, laquelle consiste à rechercher l'économie de ciment, mais en imposant des conditions de plus en plus strictes à la granulométrie.

M. VALLETTE. — Même à 300 kg la granulométrie améliore beaucoup le béton.

M. COYNE. — Évidemment. Il s'agit de savoir si cela paie. À partir de 300 kg, cela ne paie plus.

M. VALLETTE. — Le rapport gravier-sable est assez élastique.

UN AUDITEUR. — Je pense à la question de la mesure des résistances, et si lorsqu'on a des sables ne variant pas trop rapidement, le contrôle des résistances est difficile, par suite de l'imprécision des essais de béton. On a essayé de les améliorer en taillant des cubes, mais il y a dispersion avec des cubes presque identiques, suivant des phénomènes d'adhérence de la part des éprouvettes sur le plateau ; on peut obtenir des dispersions assez considérables. M. BERTIER à Grenoble a fait des essais : il a taillé rigoureusement les éprouvettes, il a huilé la surface des supports et il a fait diminuer de moitié les dispersions. On pouvait se baser sur la constatation des dispersions pour en déduire la constance des bétons, mais on ne peut pas le faire si on ne prend pas de précautions.

M. COYNE. — Il est bien évident qu'il faut prendre des précautions minutieuses dans les essais de béton.

L'AUDITEUR. — Est-ce que les Américains l'ont fait ?

M. COYNE. — Ils cherchent le parallélisme des faces et le réalisent avec un mélange contenant du soufre.

M. MARTIN. — La dispersion est la même que celle qu'on obtient dans des essais normaux de laboratoire.

M. SAMSIOE. — À propos de cette dispersion, si on fait un seul mètre cube de béton et qu'on prélève des échantillons de béton dans cette même masse de béton bien mélangée, on aura une dispersion entre les résistances de ces différents échantillons.

M. COYNE. — C'est exact. Et vous pouvez ajouter à cette cause de dispersion celle qui tient à la variation du sable et cette autre que M. MARTIN a signalée : quand du chantier un homme demande d'envoyer de l'eau parce que le béton est trop sec et que 2 heures après on réduit l'eau, on ajoute ainsi à la dispersion inévitable dans la gâchée une autre cause de dispersion très grave que l'Américain essaye d'éviter en contrôlant à tout moment l'humidité de son sable, de façon à rectifier le tir au fur et à mesure et changer la proportion d'eau dans la bétonnière et non pas à vue sur le tas.

M. SAMSIOE. — J'ai parlé de 1 m<sup>3</sup> de béton mélangé une fois pour toutes et dispersé dans des échantillons, c'est le même béton qui montre cette dispersion.

M. VALLETTE. — Cette question a été très étudiée par les laboratoires français, notamment par M. DURIEZ et par M. L'HERMITE. C'est la statistique des cubes mal faits. Quand on fait des essais de béton sur cubes, on fait une statistique des cubes mal faits ; si tous les cubes étaient bien faits, on aurait une résistance maximum. Il y a aussi la question de l'homogénéité du béton étudiée dans les laboratoires, à deux endroits de la même bétonnière, les bétons sont différents. D'ailleurs dans l'ouvrage, le béton est bien plus homogène qu'au laboratoire. L'expérience a été faite également au Pont de Fin d'Oise où le laboratoire trouvait des dispersions pour le béton en œuvre bien plus faibles que pour le béton pris dans la bétonnière ; la gâchée se remélange dans le coffrage.

M. L'INSPECTEUR GÉNÉRAL HUPNER. — Est-ce que les Américains se préoccupent uniquement de la résistance à la compression des bétons ou de la résistance à la traction et comment la mesurent-ils ?

M. MARTIN. — Il me semble qu'ils font aussi des essais de traction.

M. COYNE. — M. LONDE pourrait peut-être nous le confirmer ?

M. LONDE. — Je n'ose pas confirmer, je ne suis pas sûr.

M. COYNE. — Eh bien, messieurs, il me reste à vous remercier de votre extrême attention, de l'intérêt que vous avez pris à ces conférences et à souhaiter une plus large discussion.

(Reproduction interdite.)



# SUPPLÉMENT AUX ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

JANVIER 1953

Sixième Année, N° 61.

Série : MATÉRIAUX (IX).

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 24 JUIN 1952

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. PARIS,**

Vice-Président de la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Menuiserie et Parquets.

## LE BOIS DANS LA MENUISERIE ET LA CHARPENTE

Compte rendu des travaux de recherches et des essais effectués en 1951-1952 à l'Institut National du Bois.

Par **M. J. CAMPREDON,**

Directeur de l'Institut National du Bois.

### SOMMAIRE

	Pages.		Pages.
INTRODUCTION.....	92	<b>TROISIÈME PARTIE</b>	
<b>PREMIÈRE PARTIE</b>		<b>LES PROBLÈMES DU SCIAGE.....</b>	<b>102</b>
<b>LES PROBLÈMES BOIS-HUMIDITÉ.....</b>	<b>93</b>	I. Le sciage à la scie circulaire.....	102
I. Les traitements du bois à la vapeur.....	93	II. Le sciage au ruban.....	105
II. L'humidité du bois dans les combles.....	96		
III. Réception et pose des menuiseries.....	97	<b>QUATRIÈME PARTIE</b>	
<b>DEUXIÈME PARTIE</b>		<b>LES PROBLÈMES DE PROTECTION DES BOIS.....</b>	<b>107</b>
<b>LES PROBLÈMES D'ASSEMBLAGE.....</b>	<b>98</b>	I. Politique de protection.....	107
I. Essais sur « assembleurs ».....	98	II. Progrès récents dans la lutte contre les insectes des bois mis en œuvre.....	110
II. Collage bois-métal.....	101		

INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

## ALLOCUTION DU PRÉSIDENT

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics m'a fait l'honneur de me demander de présider cette réunion d'information au cours de laquelle seront exposés les essais et recherches effectués pendant l'exercice 1951-1952, qui se rapportent au bois et plus particulièrement à la charpente et à la menuiserie.

Au moment où les différents matériaux de construction se concurrencent parfois avec âpreté, où producteurs et utilisateurs publient à grand renfort de publicité des conférences concernant leurs qualités respectives, il importe que le bois, matériau de qualité, défende ou acquière à nouveau une place qu'il mérite.

Pour ce faire, il faut que tous les techniciens soient informés des derniers progrès enregistrés dans son utilisation

et que, convaincus de ses possibilités, ils envisagent avec confiance et hardiesse des réalisations en harmonie avec les progrès du siècle.

Nous ne pouvions être mieux informés que par M. CAMPREDON que je ne vous présenterai pas. Tous les professionnels du bois connaissent bien la foi qu'il a mise dans l'avenir de notre matériau, ce qui lui a permis de l'étudier et de nous initier à des techniques que nous ignorions.

L'exposé qui va vous être fait ne manquera donc pas de vous intéresser.

Je passe la parole à M. CAMPREDON, Directeur de l'Institut National du Bois.

## EXPOSÉ DE M. CAMPREDON

### INTRODUCTION

Je vais vous donner le compte rendu des travaux exécutés au cours de l'année dans nos laboratoires, et qui intéressent l'utilisation du bois dans le Bâtiment, charpente, menuiserie.

Comme nous l'avons fait déjà bien des fois, sous les auspices de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, nous aborderons donc des sujets divers, mais notre fil conducteur reste toujours le même : utilisation

du bois dans les meilleures conditions possibles afin d'augmenter la qualité du matériau et de développer ses possibilités d'emploi.

Notre Centre de Documentation et notre Laboratoire sont prêts à donner sur les divers points que nous allons aborder tous les renseignements et toutes les indications complémentaires à tous ceux qui seraient intéressés par tel ou tel d'entre eux.

#### RÉSUMÉ

La conférence a pour objet de rendre compte des travaux exécutés au cours de l'année au Laboratoire de l'Institut National du Bois et intéressant l'emploi du bois dans la charpente et la menuiserie.

La première partie aborde certains problèmes relatifs aux relations bois-humidité, tels que le dessevage, l'étuvage, le taux d'humidité d'équilibre, les incidents relatifs à la réception et à la pose des menuiseries dans les immeubles.

Dans une seconde partie ont été donnés des résultats d'essais sur « assembleurs (connectors) » de différents types et sur le collage bois-métal.

La troisième partie expose les premiers résultats obtenus dans les études entreprises sur le sciage des bois soit à la scie circulaire (scies sans recul) soit au ruban (recherches théoriques et pratiques).

Enfin dans une quatrième partie, les problèmes relatifs à la protection des bois font l'objet d'un examen. On a essayé de dégager une politique générale de protection des bois en vue d'arriver à une prolongation sensible de leur durée d'utilisation.

#### SUMMARY

The lecture has for its purpose the reporting on the work performed in the course of the year at the Laboratory of the National Wood Institute on the use of wood in carpentry.

The first part touches on certain problems concerning wood-moisture interactions such as sap extraction, kiln drying, the rate of moisture equilibrium, incidents relative to acceptance and setting of woodwork in buildings.

In a second part results are given of tests on connectors of various types and on the gluing of wood-to-metal.

The third part shows the first results obtained in research on wood sawing, either by circular saws (without recoil) or band-saws (theoretical and practical studies).

Finally, in the fourth part, problems concerning the protection of wood are examined. It has been attempted to set a general policy of wood protection with a view towards a marked prolongation of the length of its service.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.



## LES PROBLÈMES BOIS-HUMIDITÉ

## I. — LES TRAITEMENTS DU BOIS A LA VAPEUR

Les considérations qui suivent vont souvent à l'encontre de faits qui semblaient établis, ou que la tradition certifiait comme valables. Une série de constatations et d'essais nous ont permis de les formuler et nous allons les présenter avec objectivité à la suite de travaux récents de M. VILLIÈRE et de ses collaborateurs MM. DE LEEUW et GILLES, qui se sont spécialisés dans l'étude de ces problèmes.

## A. — Le dességage.

La pratique du dességage à la vapeur est extrêmement répandue en France, et l'on peut couramment entendre, soit des vendeurs, soit des utilisateurs, vanter les prétendues qualités des bois desséchés (dits aussi : « étuvés »).

Or cette pratique est complètement ignorée de la plupart des pays étrangers, et certains pays, comme les États-Unis ou l'Angleterre, émettent même à ce sujet des avis nettement défavorables.

Il nous a semblé intéressant de faire ici le point, dans la mesure du possible, sur cette question du dességage des bois à la vapeur, et ceci après un certain nombre d'essais, où nous avons plus particulièrement étudié l'influence de ce traitement sur le « jeu » du matériau.

Le dességage consiste à soumettre durant un temps plus ou moins long le bois à l'action de la vapeur d'eau, et ceci à la pression atmosphérique. Le bois *vert* est amené dans une cellule spéciale, aussi étanche que possible, où il est laissé environ 2 jours dans une atmosphère saturée de vapeur et portée à une température élevée (comprise entre 60 et 90° C).

Les principaux avantages qu'il est de tradition de vouloir retirer de cette opération sont les suivants :

- stérilisation du bois;
- changement favorable de la coloration;
- commencement de séchage durant l'opération;
- amélioration du travail ultérieur aux machines;
- stabilisation du matériau.

Nous allons rapidement voir ce qu'il faut penser de ces affirmations.

## 1° Stérilisation.

Lorsque le dességage est fait sérieusement (c'est-à-dire à une température d'au moins 60° C), il détruit effectivement les champignons, insectes et larves contenus dans le matériau. Toutefois, il est important de noter qu'il ne détruit pas toujours les spores de champignons (certaines d'entre elles résistant à des températures qui peuvent aller jusqu'à 120° C).

Mais pour obtenir cette destruction des champignons, insectes et larves, il n'est pas nécessaire de prolonger le traitement durant 2 jours. Il suffit que la masse du bois soit portée à 60-65° C pendant 1 h 30 à 2 heures.

D'autre part, on a souvent prétendu que le dességage, notamment par une destruction des matières de réserve du bois, rendait ultérieurement le matériau moins facilement attaquant par les insectes et champignons.

C'est là une opinion en grande partie erronée. D'une part, nous l'avons vu, le traitement ne détruit pas radicalement les spores des champignons; ceux-ci pourront par la suite se développer s'ils trouvent un terrain favorable; d'autre part, on peut constater que les insectes xylophages (*Hylotrupes*, *Vrillettes*, etc.) attaquent les bois traités aussi bien que ceux non traités.

Pour ce qui est des insectes vivant des matières de réserve du bois (comme les *Lyctus*), le problème est plus complexe. Ces insectes ont, en effet, besoin non seulement de l'amidon contenu dans le bois, mais en outre d'une certaine vitamine. Des essais ont montré que le dességage ne détruisait l'amidon que partiellement; il ne détruit pas non plus les vitamines. Cependant, peut-être celles-ci se trouvent-elles, dans une certaine mesure, entraînées mécaniquement par délavage (comme c'est le cas pour les bois flottés) au cours du traitement. Il est donc possible que le traitement rende plus difficile l'attaque du bois (aubier) par les *Lyctus*.

En fin de compte, les avantages du dességage en ce qui concerne la meilleure conservation ultérieure du matériau, sont faibles. Certains spécialistes étrangers se sont même demandé si le délavage de certains produits (comme les tannins) n'était pas susceptible au contraire de nuire à cette bonne conservation.

## 2° Changement de coloration.

Il arrive que l'on pratique le dességage principalement en vue d'obtenir un changement de coloration du bois dans toute sa masse. Mais il s'agit là d'un traitement spécial, et l'opération est conduite d'une manière différente que lorsqu'il s'agit d'un dességage normal (empilage « bois sur bois » au lieu d'un baguettage, etc.). On peut de cette façon brunir le chêne, uniformiser la teinte du noyer, donner au hêtre une belle teinte rouge-acajou. Mais lorsque l'on fait un étuvage normal, avec planches baguettées, les changements de coloration du bois sont peu prononcés. La coloration obtenue n'est d'ailleurs pas forcément souhaitable, et dans certains cas, elle peut même présenter quelque inconvénient.

C'est ainsi que nous avons eu à nous occuper de plusieurs cas où le dességage avait permis des fraudes importantes à la réception de pièces de chêne. De par le brunissement du bois, il avait été possible de masquer l'aubier et de le faire passer pour du bois de cœur.

### 3° Commencement de séchage durant l'opération.

Au cours d'une opération normale de dességage, du bois vert fraîchement tombé de scie perd en général de 10 à 30 % d'humidité. Il se trouve après traitement à un taux d'humidité de l'ordre de 50 à 60 %. Il a donc subi un commencement de séchage. Or il paraît sec. Cela vient de ce que, lorsqu'il sort de la cellule où il a été traité, le bois est encore chaud : une rapide évaporation se produit en surface. Il se présente donc sous une apparence sèche, mais cette sécheresse n'est que tout à fait superficielle, et ne doit pas faire illusion sur son taux d'humidité interne moyen, toujours élevé.

### 4° Accélération du séchage ultérieur.

Nous avons fait au Laboratoire, il y a déjà quelques années, des essais en vue de déterminer dans quelle mesure le dességage du bois avait une influence sur son séchage ultérieur, tant à l'air libre qu'en séchoir.

Les conclusions de l'étude concernant le séchage à l'air libre du chêne et du hêtre avaient été les suivantes :

a) Des bois verts de même origine, pris vers 70-80 % d'humidité, sont, les uns dessévés, les autres gardés comme témoins. Après le dességage les bois traités sont aux environs de 55-60 % d'humidité.

b) On soumet ensuite au séchage à l'air les bois dessévés et les bois témoins. Le temps nécessaire pour obtenir des planches « sèches à l'air », est pratiquement le même, que l'on ait affaire à des bois dessévés ou non dessévés.

c) Lorsque les planches sont stabilisées à l'état « sec à l'air » le taux d'humidité des bois dessévés est légèrement plus faible que celui des bois non dessévés. C'est ainsi qu'au cours d'essais, les planches dessévées s'étaient stabilisées au mois de juin à 13 % d'humidité, celles non dessévées à 14,5 % d'humidité. Ce fait est constant, les bois dessévés s'établissent à 1 ou 2 % au-dessous des bois non dessévés.

d) En ce qui concerne le séchage artificiel, des essais avaient également semblé montrer que le dességage ne raccourcissait pas de façon appréciable la durée totale de séchage. L'opinion anglaise est que le séchage subi par le bois au cours du premier jour du traitement diffère peu de celui qu'il subit au cours du premier jour de séchage artificiel; mais toute durée de traitement supérieure à 1 jour serait inutile.

En somme la question est encore très discutée. Si la durée de séchage artificiel est réduite par le dességage, c'est dans de très faibles proportions. Tout ce que l'on peut dire de sûr, c'est que lorsque l'opération de dességage précède immédiatement celle de séchage artificiel et s'effectue dans le séchoir même (ce qui n'est d'ailleurs pas recommandable, car cela détériore le séchoir), elle diminue la période de séchage du temps habituellement consacré au « réchauffage » du bois.

### 5° Amélioration du travail ultérieur aux machines.

Le dességage ne semble pas avoir beaucoup d'influence sur les conditions du travail pour les opérations de sciage et de ponçage. Pour le rabotage, le dégauchissage et le toupillage, il semble que l'effort de coupe sur bois dessévés soit moindre. La surface obtenue est plus lisse, plus brillante, les arrachements moins prononcés. Par

contre, le traitement tend à rendre le bois plus cassant. D'autre part, d'après une enquête réalisée en Angleterre, le travail des bois dessévés émousserait les outils plus rapidement que celui des bois non traités.

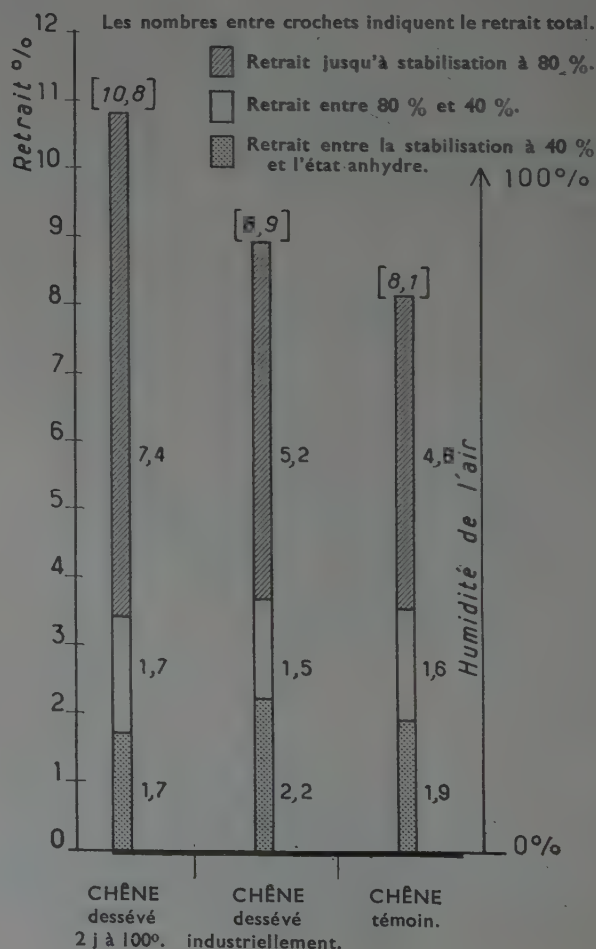
### 6° Stabilisation du matériau.

Le principal avantage que l'on prétend couramment devoir retirer du dességage du bois est sa stabilisation dimensionnelle; c'est sur cet aspect important du problème qu'ont porté nos récents essais.

Ceux-ci ont été effectués sur des échantillons de chêne de 27 mm d'épaisseur, tous prélevés dans une même planche. Certains échantillons furent gardés comme témoins, d'autres dessévés industriellement, d'autres dessévés d'une façon poussée, en laboratoire (traitement en vapeur saturée durant 2 jours à 100° C). Ces échantillons furent stabilisés en chambre climatisée réglée à 40 %, puis à 80 % d'état hygrométrique; à chacun de ces états de stabilisation on mesura leurs humidités limites et leurs dimensions. Ils furent ensuite desséchés en étuve à 100°, puis saturés d'humidité par trempage dans l'eau.

Nous pûmes ainsi comparer, pour les échantillons dessévés et non dessévés :

TABEAU I.





Leurs humidités limites dans des atmosphères à 40 et 80 % d'état hygrométrique;

Leurs variations dimensionnelles totales, et entre des atmosphères à 40 et 80 % d'état hygrométrique.

Le desséage poussé à 100° C, effectué en laboratoire sur certains échantillons, avait notamment pour but de rendre plus nette — en l'exagérant — l'influence du traitement.

Les résultats auxquels nous sommes arrivés sont résumés sur les tableaux I et II. Ils permettent de tirer les conclusions suivantes :

1° Dans une atmosphère d'état hygrométrique donné, un bois desséché se stabilise à un taux d'humidité inférieur à celui d'un bois non desséché. Cette action est d'autant plus marquée que le traitement de desséage a été plus poussé.

2° Le retrait total d'un chêne desséché est supérieur à celui d'un chêne non desséché.

Il est à remarquer que les variations de dimensions du matériau entre des atmosphères à 40 % et 80 % d'état hygrométrique sont pratiquement identiques dans les deux cas. Pour des emplois intérieurs, un bois desséché se comportera donc de la même façon qu'un bois non desséché.

Par contre, le desséage augmente le « jeu » du matériau pour les fortes humidités, et ceci d'autant plus que le traitement a été plus poussé. Donc, pour les emplois extérieurs (croisées, par exemple), les bois desséchés se

comporteront moins bien que les bois non desséchés. D'autre part, au cours du séchage, les risques de fentes sont plus prononcés que pour les bois normaux.

### Conclusion.

Finalement, il nous semble qu'il reste peu de facteurs en faveur du traitement de desséage des bois.

Nous avons vu qu'il a une certaine action stérilisatrice dans le cas où les bois sont attaqués par des insectes ou des champignons; mais il n'immunise pas le matériau contre des attaques ultérieures. D'autre part, il colore légèrement le bois, et facilite peut-être un peu son travail au rabotage, dégauchissage et toupillage, tout en donnant un plus beau « poli ».

Par contre, il ne diminue pas de façon appréciable la durée de séchage; s'il la diminue un peu, cela est compensé par le fait que, le bois desséché se stabilisant à des taux d'humidité plus faibles que le bois non desséché, il est nécessaire de lui faire subir un séchage un peu plus poussé. Du point de vue de la stabilisation ultérieure du matériau, nous avons vu que le traitement avait une action plutôt défavorable; des essais se poursuivent actuellement au laboratoire, afin de préciser ce dernier point.

Il semble donc que, dans la majorité des cas, les utilisateurs de bois n'ont pas avantage à effectuer ce traitement, qui élève le prix du matériau sans utilité appréciable.

### B. — L'étuvage du bois sec.

(Traitement à la vapeur du bois « sec à l'air ».)

Nous allons dire un mot d'un mode de traitement du bois à la vapeur différent du desséage. Il s'agit de l'étuvage à sec. Ce traitement, qui est breveté, consiste à soumettre le bois « sec à l'air » à l'action de la vapeur d'eau sous pression (à environ 120° C) durant quelques heures.

Nous avons fait ces derniers temps une série d'essais sur différentes essences de bois ainsi étuvés à sec, et parallèlement, sur bois desséchés. Les résultats concernant l'humidité et le « jeu » sont résumés par les tableaux III et IV.

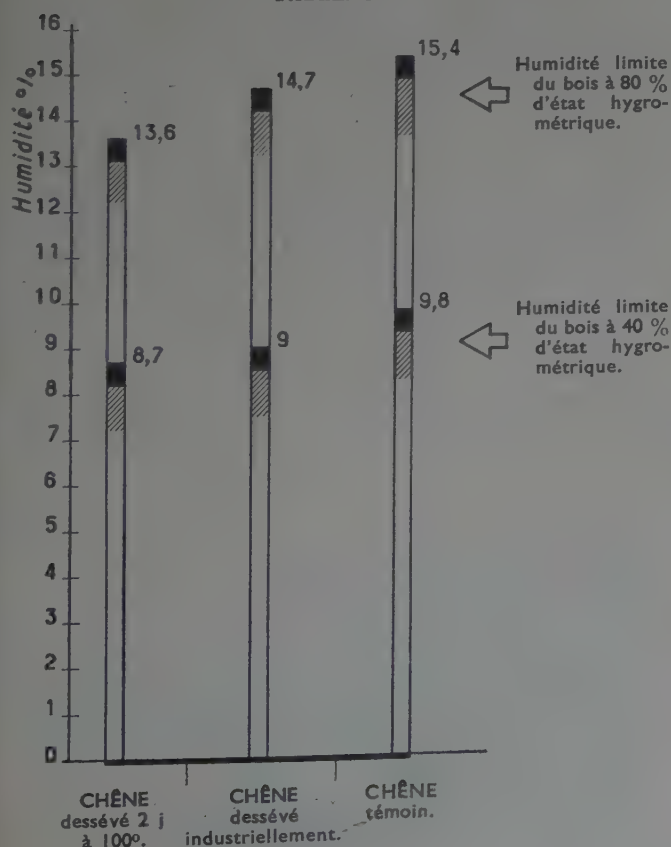
1° Dans une atmosphère d'état hygrométrique donné, un bois étuvé à sec se stabilise toujours à un taux d'humidité plus faible qu'un bois normal.

Sur le tableau IV, on peut remarquer que les divers échantillons témoins se sont stabilisés à des humidités un peu différentes les uns des autres, dans une atmosphère donnée. Ceci peut s'expliquer par le fait qu'au départ certains étaient humides, d'autres secs, et que l'humidité limite d'un bois n'est pas la même selon qu'il sèche ou se réhumidifie. Mais comme, dans chaque cas, les échantillons traités ont subi exactement les mêmes conditions que les échantillons témoins, les résultats relatifs restent valables.

2° Le retrait total d'un bois étuvé à sec est inférieur à celui d'un bois normal, et ceci dans d'assez fortes proportions. Au contraire du desséage, le traitement semble — au moins dans certains cas — agir sur le « jeu » du matériau aussi bien sur les faibles que sur les fortes humidités.



En conclusion, ce mode de traitement (dont l'origina-

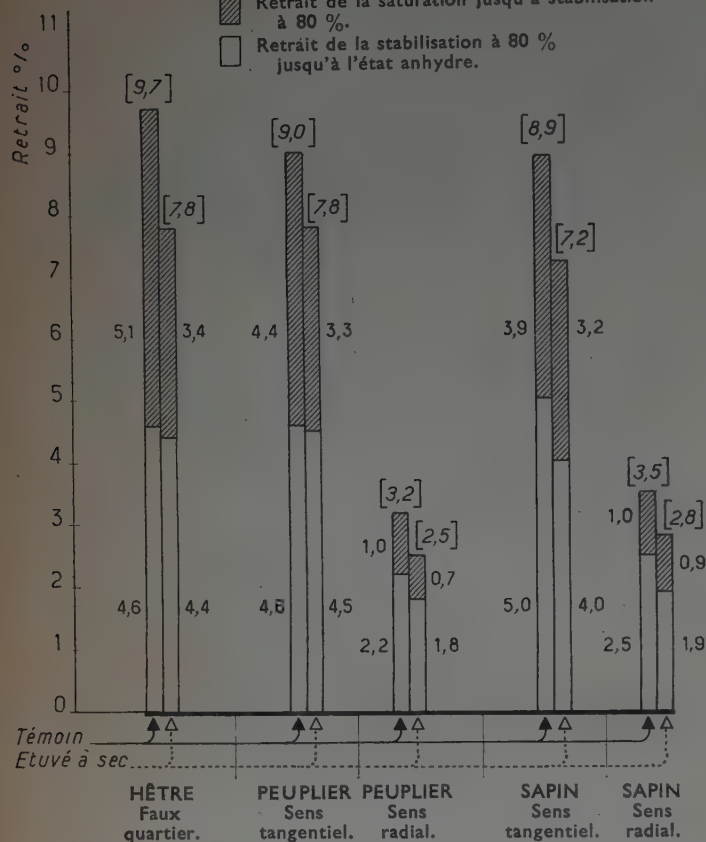
TABEAU II



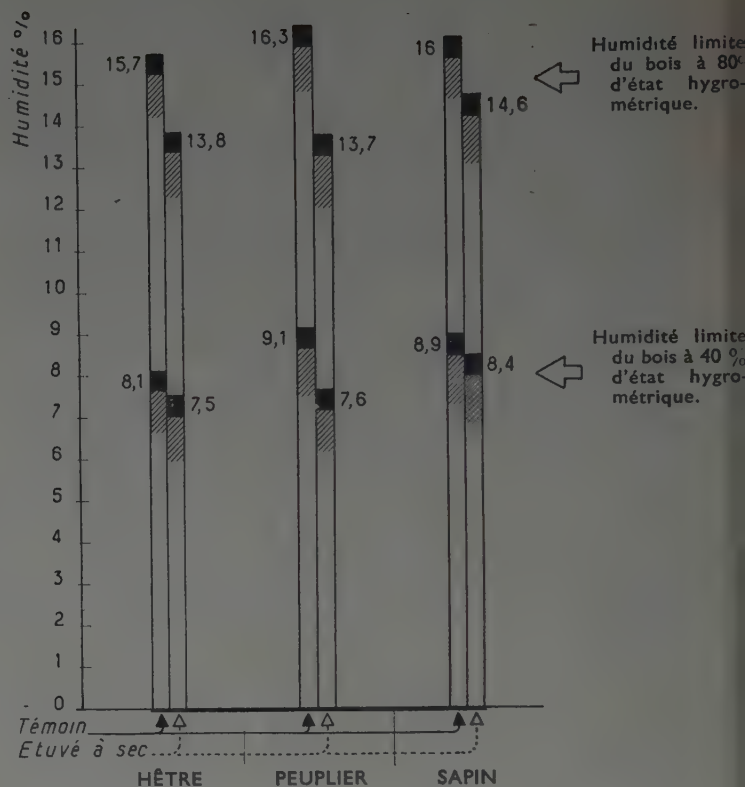
TABEAU III.

Les nombres entre crochets indiquent le retrait total.

-  Retrait de la saturation jusqu'à stabilisation à 80 %.
-  Retrait de la stabilisation à 80 % jusqu'à l'état anhydre.



TABEAU IV.



lité ne réside pas tant dans les températures employées que dans le fait que l'on traite du bois sec) semble présenter de l'intérêt.

Sous réserve d'études ultérieures plus complètes, on

peut déjà admettre qu'il diminue le « jeu » du bois d'une façon sensible, et qu'il stérilise le matériau mieux que ne le fait le dessèrage (destruction probable des spores de champignons à 120°).

## II. — L'HUMIDITÉ DU BOIS DANS LES COMBLES

On sait que le bois doit toujours être mis en œuvre à un taux d'humidité qui correspond à celui qu'il prendra à l'état d'équilibre lors de son utilisation. Il nous a donc paru intéressant d'étudier les variations d'humidité de bois de diverses essences et de divers équarrissages placés dans les combles d'un bâtiment de notre laboratoire. Ce bâtiment est couvert en ardoises et chauffé l'hiver durant la journée.

Il est évident que les chiffres que nous avons trouvés se rapportent à un cas particulier. L'exposition du bâtiment, la nature de la couverture, le volume d'air sous comble, l'intensité du chauffage et surtout sa continuité sont évidemment autant de facteurs qui peuvent influencer sur l'humidité des bois. Cependant, ils permettent de fixer les idées.

Les résultats obtenus pour l'année 1950-1951 ont été les suivants :

DATES des mesures	CHÊNE (épaisseur)			SAPIN (épaisseur)		
	27 mm	45 mm	150 mm	18 mm	35 mm	54 mm
31 juillet	10,3 %	10,2 %	9,7 %	7,9 %	8,3 %	9,7 %
12 février	12,9 %	12,5 %	12,5 %	12,7 %	12,5 %	12,4 %

La première remarque qui s'impose, c'est que les moyennes des taux d'humidité des bois sont beaucoup



plus faibles que celles que l'on aurait obtenues sur des bois stockés à l'extérieur. En effet, l'on admet couramment, pour du bois stocké à l'extérieur, une variation d'humidité de 13 % à 19 % entre l'été et l'hiver; sous comble nous sommes aux environs de 8 % et 12,5 %. Ceci est dû à la température élevée de l'air dans ces combles qui a pour conséquence d'abaisser considérablement son état hygrométrique. On y a atteint en effet durant les journées les plus chaudes de l'été des températures de l'ordre de 40°, et des états hygrométriques extrêmement bas, de l'ordre de 20 %. Néanmoins ces conditions ne se rencontrent que pendant quelques heures de la journée. A d'autres moments, la nuit notamment, la température diminue et l'état hygrométrique de l'air augmente dans de fortes proportions, ce qui explique que le bois ne se stabilise jamais à des taux d'humidité

très faibles, comme on pourrait le croire si l'on consultait une table donnant l'équilibre hygroscopique du bois en fonction des données ci-dessus.

Si l'on compare nos propres résultats à ceux qui ont été trouvés en Angleterre lors d'essais effectués en 1939-1940, sous toiture en ardoise doublée en bois, l'on constate que les résultats obtenus dans les deux cas sont à peu près analogues.

Par ailleurs les Anglais ont constaté que très souvent l'humidité des charpentes atteignait 20 % en hiver.

Il ressort donc de ces mesures que si du bois à un taux d'humidité inférieur à 20 % convient en général pour la charpente, il est des cas où il serait souhaitable d'utiliser des bois plus secs. Dans le cas que nous venons de signaler le taux de 12 % d'humidité aurait été optimum.

### III. — RÉCEPTION ET POSE DES MENUISERIES

L'arbitrage du Laboratoire a été fréquemment sollicité ces derniers temps pour trancher des différends nés du mauvais comportement de menuiseries dans des immeubles neufs ou habités depuis peu. Plusieurs de ces différends se caractérisaient par les faits suivants :

Les menuiseries avaient été posées à un état relativement sec, mais dans des immeubles dont les maçonneries (et en particulier les plâtres) étaient encore humides, et avant mise en route du chauffage. Il régnait donc, dans ces immeubles, une atmosphère fortement humide qui, au bout de quelques semaines avait réhumidifié le bois; celui-ci avait gonflé, d'où ennuis divers (parquets, « soufflés », avec bombements ayant jusqu'à 20 cm et plus de flèche; portes et croisées ne fermant plus, etc.). Il avait alors été exigé de l'entrepreneur une réfection ou une correction de jeu de ces menuiseries (« remise en jeu » par rabotage).

Ensuite, au moment de l'occupation des immeubles, le chauffage avait été mis en route. Dans ces conditions, les menuiseries s'étaient, en séchant, fortement rétractées, créant des « jours » considérables. D'où des contestations et des demandes d'expertises.

Mais de telles expertises ne peuvent pas donner grands résultats. Comment, après plusieurs mois et une « remise en jeu », déterminer si les menuiseries avaient été posées à un taux d'humidité convenable ? Il n'est la plupart du temps guère possible de se prononcer. D'ailleurs, le simple fait qu'il ait fallu faire une « remise en jeu » prouve généralement que le bois était initialement à un état relativement sec.

#### Les responsabilités.

L'Entrepreneur de menuiserie rejette souvent la responsabilité sur l'entrepreneur de chauffage, arguant de conditions de chauffage et d'état hygrométrique de l'air « anormaux ». Or, tant que l'on n'a pas défini un état hygrométrique de l'air « normal », il est difficile de prétendre avoir affaire à des conditions « anormales ». D'autre part, les modes de chauffage poussés par air pulsé ou chauffage central sont maintenant courants, et à mesure qu'ils se répandent, les conditions qu'ils créent sont de moins en moins anormales. Il vaut mieux en prendre son parti, les accepter comme tels, et essayer de s'adapter à ces conditions nouvelles.

Le CAHIER DE PRESCRIPTIONS TECHNIQUES GÉNÉRALES POUR LA FOURNITURE ET LA POSE DES MENUISERIES EN BOIS NORMALISÉS publié en octobre 1949 par le *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment*, donne pour responsable de tout gauchissement ou excès de jeu des menuiseries, l'entrepreneur de menuiserie, et ceci durant le délai de 1 an à compter de la réception provisoire. C'est lui qui doit remplacer, redresser les parties gauchies ou déjetées.

Cependant, en général, ce n'est pas l'entrepreneur qui a pris la responsabilité de la date de pose de ses menuiseries. Cette date lui a été imposée par l'architecte, et le plus souvent s'il a fait des réserves (à cause notamment des plâtres insuffisamment secs), il a été passé outre. Dans ces conditions, faut-il lui tenir rigueur d'avoir cédé, pour ne pas perdre le marché ? Et, n'est-ce pas plutôt l'architecte qui devrait être tenu pour responsable ?

Mais l'architecte lui-même est pressé par des délais souvent très courts. D'autre part, il n'a fait qu'en toute dernière heure l'adjudication « chauffage ». On arrive donc souvent actuellement à ce paradoxe qu'il paraît trop long d'attendre 3 ou 4 mois que les plâtres soient bien secs avant de poser les menuiseries, mais que l'on ne fait rien pour accélérer ce séchage.

Cela serait pourtant possible en installant plus tôt le chauffage, et en chauffant l'immeuble durant un certain temps, avant la pose des menuiseries, ou, au moins, si les plâtres étaient déjà bien « ressuyés », tout de suite après cette pose. De telles méthodes sont appliquées dans certains pays étrangers (en Suisse notamment). Pourquoi ne le seraient-elles pas en France ? Il ne sera jamais possible de construire en même temps vite et bien sans adopter des mesures appropriées.

#### Mesures à prendre.

Voici rapidement résumées les mesures qu'il serait, à notre avis, bon de prendre pour éviter au maximum les risques d'ennuis avec les menuiseries dans les bâtiments neufs :

Tout d'abord, les bois doivent être travaillés, assemblés et livrés, à un taux d'humidité aussi voisin que possible de celui qui correspond aux conditions d'utilisation.

Dans les immeubles récents, avec chauffage poussé, les menuiseries intérieures se stabilisent à un taux d'humidité faible, de l'ordre de 7-8 % (nous avons à plusieurs occasions été amenés à faire à ce sujet des mesures précises). En mi-saison (printemps ou automne) leur taux d'humidité remonte à 12-13 %.

Le « Cahier » déjà cité, du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment prévoit pour ces menuiseries intérieures un taux d'humidité inférieur ou égal à 15 %. Ce chiffre de 15 % est, à notre avis, trop élevé dans le cas de ces immeubles fortement chauffés : le bois devrait subir un séchage poussé l'amenant aux environs de 10-11 % d'humidité.

En second lieu, ces menuiseries ainsi livrées à un taux d'humidité faible, doivent être stockées en un local légèrement chauffé, de façon à éviter toute réhumidification.

Et ceci, même si elles ont reçu à l'atelier ou au magasin une couche d'impression. En effet, quel que soit le produit appliqué en couche d'impression (peinture ou produit hydrofuge), la protection conférée par une seule couche contre les reprises d'humidité est toujours faible. Cette protection serait d'ailleurs beaucoup plus forte si, au lieu d'une couche, l'on appliquait à l'atelier deux couches d'un produit convenablement choisi. Il n'y aurait alors plus qu'à passer, après pose, une seule couche de finition.

De toute façon, quels que soient le nombre de couches

et le produit appliqués sur le bois, l'imperméabilisation n'est jamais parfaite, et si les pièces sont stockées longtemps dans un lieu humide, elles se réhumidifieront toujours. C'est pourquoi il est nécessaire de prévoir un local de stockage où l'air soit suffisamment sec.

Enfin, la pose des menuiseries ne doit être effectuée que lorsque l'air ambiant dans l'immeuble est à un état hygrométrique convenable.

C'est là un facteur extrêmement important, et qui conditionne tous les autres. En effet, les plâtres ou maçonneries humides maintiennent, si les locaux ne sont pas chauffés, le degré hygrométrique de l'air ambiant à un taux extrêmement élevé; les bois se réhumidifient rapidement, et non seulement les précautions de séchage et de stockage prises auparavant sont rendues inutiles, mais encore les ennuis que l'on risque sont d'autant plus graves que ces précautions ont été mieux respectées.

En conclusion, nous avons voulu attirer ici l'attention des entrepreneurs et des architectes sur un certain nombre de précautions qu'il est nécessaire de prendre à la fourniture et à la pose des menuiseries dans les bâtiments neufs. La plupart de ces précautions sont indiquées dans le « Cahier de prescriptions techniques du Bâtiment ». Mais, il n'était pas inutile de préciser quelques-uns des points de ces prescriptions techniques, et de montrer qu'elles devraient être alliées à des modes de construction appropriés.

## DEUXIÈME PARTIE

### LES PROBLÈMES D'ASSEMBLAGE

#### I. — ESSAIS SUR « ASSEMBLEURS »

Nous avons eu à plusieurs reprises l'occasion de parler, dans nos comptes rendus annuels, des problèmes d'assemblage, qui sont essentiels en matière de construction en bois. Au cours de ces dernières années, nous avons par exemple évoqué plusieurs fois la question du collage. M. GAUTHIER s'est également attaché à étudier cette question à la fois du point de vue théorique et du point de vue pratique. Nous n'y reviendrons pas cette année.

Mais d'autres modes d'assemblage interviennent dans la charpente. Ce sont, par exemple, les assemblages par organes métalliques spéciaux que nous commençons à voir apparaître en France, où ils ont eu jusqu'ici beaucoup de peine à s'acclimater.

Il y a très longtemps que nous avons attiré l'attention des charpentiers sur ces organes d'assemblage; dès 1928 ou 1930, nous avions publié, avec M. le professeur CRESTIN de l'École Nationale des Eaux et Forêts des articles dans le *Génie Civil*, ou dans des revues techniques, sur l'intérêt qu'ils suscitaient à l'étranger.

Nous avons parlé d'eux à plusieurs reprises dans nos comptes rendus à l'Institut Technique, notamment en 1947.

Le fascicule 9 du *Manuel de la Charpente en bois* (LES ASSEMBLAGES, par M. J. GREZEL) donne de nombreuses et précieuses indications sur leur efficacité et leur emploi.

La Norme P 21 202 « Règles d'utilisation du bois dans les constructions » donne les prescriptions nécessaires à leur utilisation.

Cette année même, nous avons été saisis à plusieurs reprises, par des fabricants français ou par des importateurs, de demandes d'essais sur divers modèles de crampons.

C'est la raison pour laquelle je voudrais à nouveau parler de l'emploi de ces organes d'assemblage que l'on peut appeler aussi « assembleurs », ou encore « connecteurs » du nom anglais de « connector » sous lequel ils sont connus en Angleterre et en Amérique.

Vous savez qu'ils se présentent sous deux formes générales :

- 1° Les assembleurs pleins, anneaux, goujons, clés;
- 2° Les assembleurs dentés, qu'on appelle aussi des « crampons ».

Ces différents types d'assembleurs présentent chacun des avantages et des inconvénients dus à leur conception particulière et qui se manifestent surtout dans leur mise en place.

En ce qui concerne les premiers, leur mise en place nécessite la préparation d'un logement que l'on ne peut effectuer qu'avec des outils spéciaux, en même temps que l'on perce le trou du boulon. Ceci est un inconvénient, mais par contre aucune pression n'est nécessaire pour la mise en place de l'anneau dans le bois.

En ce qui concerne les assembleurs dentés que ce soit les anneaux ou les plaques il est nécessaire de les faire pénétrer à force dans le bois. Dans le cas des plaques, si l'on veut assurer le contact parfait des pièces de bois, ceci se traduit par un effort supplémentaire; par contre,



l'enfoncement est égal dans chacune des pièces. Dans le cas des anneaux, l'effort d'enfoncement est diminué, mais la pénétration risque de ne pas être absolument symétrique suivant la dureté des pièces de bois à assembler. On remarque que dans le type Alligator les dents étant situées les unes en face des autres, il subsiste au milieu une couronne qui oppose une certaine résistance à l'enfoncement. Les crampons JB ne présentent pas cet inconvénient, les dents étant alternées sur chaque face.

Voici quelques résultats obtenus sur ces assembleurs, les uns remontant déjà à quelques années, d'autres effectués récemment.

### 1° Anneau simple (fig. 1).

Suivant la méthode habituellement utilisée à notre Laboratoire pour des essais de ce genre, nous avons soumis à la machine de compression un assemblage composé de trois pièces d'épicéa à fil parallèle de  $5 \times 16$  cm d'équarrissage maintenues par un boulon de 16 mm monté sur des rondelles de 45 mm de  $\varnothing$  et 3 mm d'épaisseur et comprenant deux anneaux de 104 mm de diamètre intérieur 55/10 mm d'épaisseur et une hauteur de 22 mm.

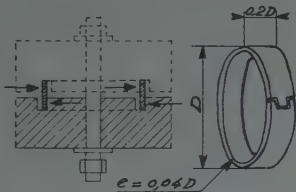


FIG. 1. — Assemblage par anneau Tuchscherer.

La charge de dislocation de l'assemblage (déformation continue sous charge constante ou décroissante) a été de 13,5 t. On peut donc, en prenant un coefficient de sécurité voisin de 4, compter sur une charge pratique de 3,5 t. Le glissement est alors de 8/100 mm, inférieur par conséquent au glissement de 1 mm généralement accepté par les constructeurs.

Dans le cas d'un boulon de 16 mm travaillant seul à double section de cisaillement, la charge pratique à ne pas dépasser serait d'après la norme P. 21 202, égale à  $4d^2$ , soit environ 1 t.

Il y a donc un gain très intéressant. Après avoir démonté l'assemblage, nous avons constaté que les anneaux n'avaient pas souffert, mais qu'il y avait des zones de compression dans les parties comprimées situées à l'intérieur des anneaux dans le haut de la pièce médiane, dans le bas pour les pièces latérales. Ces résultats concordent assez bien avec les charges admissibles données par les Américains pour un anneau analogue de 4" si l'on tient compte que celui-ci doit être utilisé avec un boulon de  $3/4"$   $\varnothing$  minimum soit 19 mm.

### 2° Anneaux dentés.

a) Crampons Alligator (fig. 2). — Diamètre 90 mm; hauteur 18 mm, épaisseur 15/10, poids 30 g.

A l'examen des courbes (courbes parues dans la circulaire H 23 de l'Institut Technique) on s'aperçoit que le crampon a pour effet d'homogénéiser les résistances mécaniques des bois, quelle que soit, par rapport aux fibres, l'orientation des sollicitations. La charge

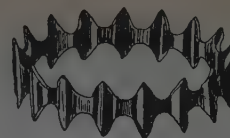


FIG. 2. — Crampon Alligator.

pratique d'un assemblage « Alligator » 90 mm avec boulon de 18 mm ressort à 2 t environ, correspondant à un glissement inférieur à 1/4 mm.

L'effort d'enfoncement de ce crampon est de l'ordre de 5 t.

b) Crampons JB (fig. 3). — Ces crampons sont de fabrication française et ils ont fait l'objet d'essais récents, à la demande de leur fabricant. Les caractéristiques de ces crampons étaient les suivantes :

$\varnothing$ 55	11 dents	épaisseur 10/10 et 15/10	hauteur 20 mm
$\varnothing$ 70	14	15/10 et 20/10	—
$\varnothing$ 90	18	15/10 et 20/10	—
$\varnothing$ 110	21	15/10 et 20/10	—

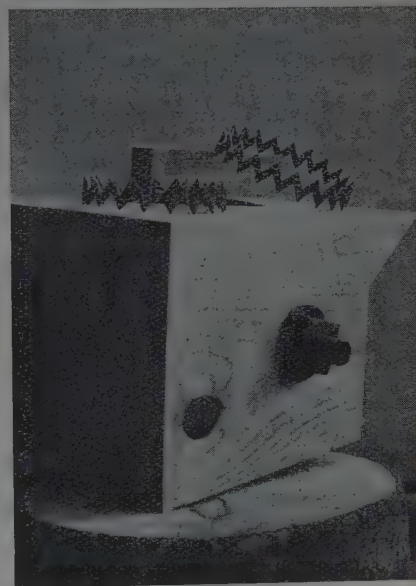


FIG. 3. — Crampon J. B.

Les crampons de 55 mm ont été montés avec des boulons de 16 sur plaquettes de  $6 \times 6$  épaisseur 55/10.

Les crampons de 70 mm ont été montés avec des boulons de 18 sur plaquettes de  $8 \times 8$ .

Les crampons de 90 mm ont été montés avec des boulons de 18 sur plaquettes de  $6 \times 6$ .

Les crampons de 110 mm ont été montés avec des boulons de 20 sur plaquettes de  $8 \times 8$  cm.

Le choix de ces boulons et de ces plaquettes a été fait en fonction des efforts nécessaires pour mettre en place les crampons comme il sera expliqué plus loin.

Pour que l'enfoncement soit complet et que les pièces de bois soient en contact, il faut faire intervenir les efforts suivants :

DIMENSIONS	EFFORTS	DIMENSIONS	EFFORTS
mm	kg	mm	kg
55 10/10	1 800	90 15/10	4 000
55 15/10	2 000	90 20/10	4 500
70 15/10	2 200	110 15/10	5 000
70 20/10	2 500	110 20/10	5 500

Les essais effectués suivant la méthode habituelle donnent, pour des assemblages travaillant à double section de cisaillement, les charges pratiques ci-après :

BOULON DE 16	BOULON DE 18	BOULON DE 20
+2 plaquettes 6 × 6 950 kg	+2 plaquettes 6 × 6 1 075 kg	+2 plaquettes 8 × 8 1 400 kg
plaquettes + 2	plaquettes + 2	plaquettes + 2
crampons 55 10/10	crampons 70 15/10	crampons 110 15/10
1 250 kg	1 750 kg	2 800 kg
plaquettes + 2	plaquettes + 2	plaquettes + 2
crampons 55 15/10	crampons 70 20/10	crampons 110 20/10
1 500 kg	1 750 kg	2 800 kg

Il est facile de constater que les charges de sécurité sont augmentées dans des proportions qui vont en croissant avec le diamètre de l'anneau. En ce qui concerne l'épaisseur des anneaux, la loi n'est pas aussi évidente. Si l'on considère les différents types de crampons de 15/10 d'épaisseur, les augmentations des charges de sécurité par rapport au boulon seul de diamètre convenable sont de :

57 %	pour les crampons de	55 15/10;
62 %	—	de 70 15/10;
76 %	—	de 90 15/10;
100 %	—	de 110 15/10.

Les augmentations de poids de métal par rapport à l'assemblage boulonné correspondant sont les suivants :

4,6 %	pour les crampons de	55 15/10;
4,8 %	—	de 70 15/10;
6 %	—	de 90 15/10;
5,2 %	—	de 110 15/10.

L'intérêt de ces organes d'assemblage ressort bien des résultats ci-dessus.

### 3° Plaques dentées.

a) **Crampons Bulldog** (circulaires ou carrés). — Nous avons essayé en 1949 des crampons « Bulldog » du type circulaire diamètre extérieur 90 mm, hauteur 20 mm. Suivant la méthode habituelle, nous avons mesuré les glissements sous charges croissantes, mais nous avons également soumis des assemblages à des cycles alternés de charge et décharge en notant les déformations instantanées après application de la charge et résiduelles après décharge. Ces essais ont permis d'évaluer la période élastique des assemblages.

Les conclusions des essais étaient les suivantes : d'une part, l'assemblage avec crampons « Bulldog » et boulons de 18 mm permet d'atteindre, dans le cas d'un assemblage travaillant à double section de cisaillement, une charge pratique de 2 000 kg avec un coefficient de sécurité de 4. Cette charge pratique pour un assemblage avec boulon seul étant de l'ordre de 1 100 kg, on peut dire ici encore que l'adjonction des deux crampons double la résistance de l'assemblage.

b) **Plaques FV.** — Il s'agit là de plaques dentées qui nous ont été présentées récemment par un fabricant. Les caractéristiques de ces assembleurs sont les suivantes :

Épaisseur de la plaque 2 mm, côtés 92 × 92 mm. Les dents font saillie à des hauteurs variables. Les unes ont 6 mm, les autres 8 mm et celles du centre 12 mm.



FIG. 4. — Crampon F. V.

La pénétration des dents dans le bois se fait sous un effort de l'ordre de 2 500 kg, mais pour assurer le contact des pièces de bois et donner ainsi le maximum de rigidité à l'assemblage, il faut comme pour les autres crampons de dimensions équivalentes un effort de l'ordre de 5 000 kg.

Les résultats des essais ont été les suivants : Charges de sécurité, prises au 1/4 des charges de rupture :

Boulon de 18 + 2 plaquettes de 8 × 8, épaisseur 55/10.....	1 310 kg
Boulon de 18 + 2 plaquettes de 8 × 8 épaisseur 55/10 + 2 plaques FV .....	2 475 kg

Cela représente un gain de 88 % alors que l'augmentation du poids de métal employé n'est que de 10 %, le poids de deux plaquettes étant de 136 g.



## Conclusions et considérations générales.

Tout d'abord les résultats sont à l'avantage de l'assembleur non denté, si l'on considère les charges de sécurité et la rigidité de l'assemblage.

Par ailleurs, la mise en place de cet assembleur ne nécessite pas d'effort, puisque son logement est préfabriqué. Il n'est pas nécessaire de disposer sous l'écrou et sous la tête du boulon des rondelles ou des plaquettes de grandes dimensions pour s'opposer à la compression de flanc du bois.

L'emploi de plaquettes et de plaques ne s'imposera que si l'on veut augmenter encore la rigidité de l'assemblage grâce à un serrage plus énergique.

En ce qui concerne les assembleurs dentés, si l'on s'en tient également aux charges de sécurité, on constate que, quel que soit le type de crampons, à diamètre égal, 90 mm par exemple et dans des épaisseurs de 15 à 20/10 mm, le gain réalisé sur l'assemblage boulonné simple est en moyenne de 80 %, pour un apport en métal supplémentaire de 5 à 10 %. Mais cela comporte des réserves. La mise en place des crampons nécessite comme nous l'avons indiqué, des efforts importants sur le boulon. Dès qu'on aborde des dimensions de crampons voisines de 90 mm et des épaisseurs de 15/10 mm, il faut compter sur des efforts d'enfoncement qui peuvent monter dans des bois résineux jusqu'à 5 000 kg. Nous avons fait de nombreux essais à ce sujet sur notre presse. Il est bien certain que ces crampons s'enfoncent déjà

profondément sous un effort de 3 000 kg, mais pour réaliser un contact satisfaisant des pièces, dans la plupart des cas cet effort n'est pas suffisant.

Il en résulte que le problème de l'enfoncement du crampon est le vrai problème à résoudre.

Les Américains recommandent d'utiliser un instrument spécial *Teco* pour l'enfoncement des crampons, mais ne donnent aucun détail supplémentaire. Par contre, dans une brochure anglaise où sont étudiés les différents types de crampons utilisés aux États-Unis, en vue de diffuser ces crampons en Grande-Bretagne, il est indiqué que les crampons doivent être enfoncés à l'aide d'une clef à rochet et d'un roulement à bille.

Une photographie, malheureusement peu claire, de l'appareil figure sur cette brochure, mais il apparaît très nettement que le roulement à bille est utilisé pour diminuer les frottements sur la plaquette dont nous parlons plus haut. Nous ne doutons pas que la voie est maintenant tracée pour ceux qui voudraient vraiment résoudre ce problème.

Il n'est même pas impossible de penser que l'emploi de certaine boulonneuse associée avec un roulement à bille ne pourrait convenir dans certains cas.

Tels sont les renseignements que nous pouvons donner. Nous savons que les charpentiers français ne sont pas très partisans des assembleurs et surtout des assembleurs à dents. Nous pouvons leur dire qu'à notre connaissance la plupart des grandes charpentes construites à l'étranger comportent des assemblages de ce genre qui paraissent donner toute satisfaction.

## II. — COLLAGE BOIS-MÉTAL

Le collage bois-métal est une question qui a évolué depuis la dernière guerre par suite de la mise au point de nombreuses nouvelles colles à base de résines synthétiques.

A l'heure actuelle l'industrie dispose de colles capables de réaliser le collage bois-métal et qui résistent parfaitement aux intempéries et même à l'eau bouillante. Certaines de ces colles ont fait leurs preuves dans la construction aéronautique. Nous citerons comme exemple-type l'avion anglais *Hornet* sur lequel les collages bois-métal sont réalisés avec la colle *Redux*.

Une importante société fabriquant du contreplaqué et dont les usines sont situées en Afrique a l'intention de produire un matériau léger de couverture utilisable en climat équatorial, dont le prix de revient soit inférieur aux matériaux de couverture traditionnels. Elle pense qu'il serait intéressant pour elle d'étudier les diverses techniques de collage de l'aluminium en feuilles minces sur contreplaqués de façon à déterminer celle qui conviendrait le mieux pour la fabrication de toitures en contreplaqué avec revêtement aluminium. Fabricant elle-même ses contreplaqués à la colonie, elle se trouverait ainsi bien placée pour produire dans des conditions économiques intéressantes, n'ayant à acheter en Europe que la colle et l'aluminium.

Par ailleurs, cette opération lui permettrait d'écouler des contreplaqués de choix inférieur avec défauts apparents en surface, ceux-ci devenant sans inconvénient une fois placés sous couche d'aluminium.

La fabrication de contreplaqués avec revêtement métallique présente par ailleurs un intérêt qui dépasse nettement ce cas particulier. L'alliance bois-métal permet de réaliser un ensemble qui combine les qualités des deux matériaux tout en diminuant l'effet de leurs caractéristiques indésirables. Si le métal est dur, il est plus dense que le bois; d'autre part, sous forme de feuille mince il manque de rigidité, il n'est pas isolant. Le bois, au contraire, surtout sous forme de contreplaqué est un support qui présente une bonne homogénéité, une grande facilité d'emploi, et des caractéristiques technologiques qui complètent celles des métaux (légèreté allée à une bonne résistance mécanique, isolation, etc.). Le contreplaqué bois-métal est d'ailleurs fabriqué en France et à l'étranger depuis de nombreuses années.

Nous avons étudié le problème sous l'angle spécial de son utilisation comme toiture destinée à être posée en zone équatoriale. On a donc été amené à étudier les trois questions suivantes :

- 1° Nature de l'aluminium à employer;
- 2° Traitement de dégraissage, ou attaque chimique permettant un bon accrochage de la colle;
- 3° Colles à utiliser.

### 1° Nature de l'aluminium à employer.

Après examen de la question avec une société commerciale il a été décidé d'entreprendre ces essais :

a) Avec de l'aluminium qualité toiture ordinaire;

b) Avec de l'aluminium ayant subi un traitement dit « alodine ». Il s'agit d'un traitement de phosphatation superficiel qui permettrait d'enduire de graisse la toiture pour augmenter la résistance aux embruns. Le traitement de phosphatation a pour but de mieux faire adhérer la graisse sur le métal. Dans les deux cas, et pour des raisons d'économie, on a décidé d'entreprendre les essais avec des feuilles de faible épaisseur (10/100 à 20/100 mm).

## 2° Traitement de dégraissage.

On a délibérément éliminé les traitements de décapage chimique (acide nitrique, soude, mélange d'acide sulfurique et de bichromate de potassium) qui donnent, en général, d'excellents résultats, mais qui ont l'inconvénient, d'attaquer en profondeur le métal. Ces traitements étaient à rejeter par suite de la faible épaisseur du métal et dans le cas du métal traité alodine, afin de ne pas détruire la couche de revêtement.

On s'est donc contenté de dégraisser le métal par trempage dans du trichloréthylène. Mais pour chaque colle essayée on a également utilisé du métal non dégraissé. Signalons que le traitement au trichloréthylène nécessite d'être employé avec précautions. Il n'est pas inoffensif pour les ouvriers.

## 3° Colles utilisées.

Elles ont été de types très divers; il en existe qui prennent à chaud et d'autres qui prennent à froid.

En général, il est reconnu que les colles prenant à 140° donnent de meilleurs résultats pour le collage bois-métal que les colles à froid, ceci au point de vue de la résistance mécanique des collages. Néanmoins, elles offrent beaucoup d'inconvénients : le métal se dilate

sous presse tandis que les dimensions du contreplaqué ne bougent pratiquement pas. Il en résulte que si l'on sort le collage à chaud, le matériau se gondolera. C'est pourquoi il est préconisé de refroidir les collages sous presse avant de les sortir afin d'avoir des éléments à peu près plans. Ceci augmente considérablement le temps d'immobilisation des presses; de plus, il se produit une perte d'énergie considérable, car il faut pour chaque collage réchauffer à nouveau la masse des plateaux.

Les collages à froid, eux, sont plus simples. En général, les pressions de collage demandées par les fabricants de colle ne sont pas trop élevées, de sorte qu'une simple presse à vis doit suffire pour effectuer l'opération. Il existe même des colles à froid qui prennent sous la simple pression d'un rouleau.

Les colles qui ont été retenues pour effectuer les collages sont pour la plupart des résines synthétiques; soit des résines phénoliques prenant à 140-150°, soit des résines vinyliques et des nitro-celluloses prenant à froid. Enfin, on a également essayé des colles à base de caoutchouc.

Comme premier test, on a fait des essais de tenue à l'eau bouillante. Un grand nombre de collages ont tenu plus de 6 heures à l'eau bouillante.

Mais l'essai le plus intéressant consistera à exposer les collages effectués en laboratoire à l'action des intempéries en climat équatorial à proximité de la mer. Ces conditions qui seront celles de l'utilisation permettront de se faire une opinion tant sur la tenue des collages que sur le comportement de la feuille d'aluminium.

Ceci permettra par la suite à la société qui a demandé les essais de sélectionner parmi les colles qui auront donné les meilleurs résultats celles qui seront les plus commodes d'emploi.

Il y aura lieu, également, d'étudier leur possibilité d'utilisation à la colonie. En effet, les questions de durée de vie des stocks, d'état de sécheresse de l'air au moment de leur utilisation, seront alors primordiales et détermineront une deuxième sélection.

## TROISIÈME PARTIE

### LES PROBLÈMES DU SCIAGE

Notre Laboratoire a été chargé par le *Centre Technique du Bois* d'une étude générale du sciage. Dans le cadre de cette étude, il s'est occupé notamment du sciage au ruban et du sciage à la scie circulaire. Nous allons donner ci l'essentiel des premiers résultats obtenus.

#### A. — LE SCIAGE A LA SCIE CIRCULAIRE

Ce ne sont pas les conditions générales du sciage à la scie circulaire que nous avons étudiées, mais l'emploi des nouvelles lames dites « lames sans recul », qui ont apparu sur le marché depuis quelques mois, et dont l'utilisation nous paraît être, dans bien des cas, intéressante.

Faisons d'abord quelques constatations qui sont presque évidentes. La force de coupe disponible sur une machine se répartit entre les dents qui travaillent, celles qui sont en contact avec le bois à scier. Il en résulte

que la force de coupe sur chaque dent sera d'autant plus élevée que le nombre de dents sera plus petit. D'autre part, si nous supposons que toutes les dents en contact travaillent également, l'épaisseur du copeau détaché par chaque dent sera aussi inversement proportionnelle au nombre de dents. Or, l'arête de coupe d'un outil tranchant se détériore d'autant plus rapidement, à travail égal, que l'épaisseur du copeau est moindre.

Au point de vue de l'affûtage, il sera plus simple et plus rapide d'affûter une scie à petit nombre de dents, et de l'affûter avec soin.

Ces quelques considérations militent en faveur de la diminution du nombre des dents d'une scie circulaire. Mais on ne peut aller au delà de certaines limites.

On peut montrer que, pour améliorer les conditions de fonctionnement d'une lame, il faut avoir à tout instant, sur un quart de la circonférence coupante, deux dents en contact avec le bois. Cette condition sera remplie lorsque la scie comportera au moins huit dents.



Par ailleurs, on devra, pour effectuer un travail donné, maintenir autant que possible le passage dans le bois d'un nombre de dents élevé; le petit nombre de dents devra donc être compensé par une vitesse plus élevée de la lame.

Des considérations de ce genre ont amené à la conception de lames à petit nombre de dents. Nous prendrons pour exemple la lame « Wigo » que nous avons essayée.

### Exemple de lame « sans recul ».

La scie « Wigo » d'un diamètre de 250 à 600 mm comporte huit, douze, ou seize dents. On accroît le nombre de dents en même temps que le diamètre, ceci pour augmenter la capacité de production. Les creux ont une capacité de cinq fois le volume du bois enlevé. Un fort arrondi supprime les risques de criques, et la dent précédente se raccorde au creux par une surface cylindrique concentrique à la trajectoire des arêtes tranchantes à une distance très faible de cette trajectoire. Cette heureuse innovation a pour rôle de protéger la denture et de limiter l'avancement.

Supposons, en effet, une scie à une seule dent dont le tranchant dépasserait le corps circulaire de la scie de 0,5 mm par exemple, l'angle de coupe étant normal et le creux de la dent ayant un volume minimum mais suffisant pour loger les copeaux.

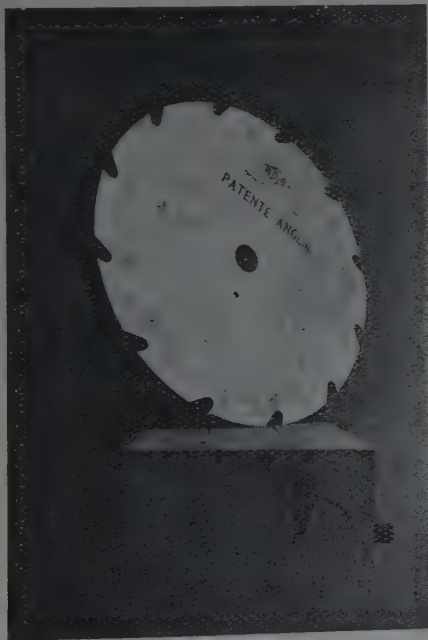


FIG. 5. — Lame Wigo.

Pendant la rotation, dès que la dent serait en contact avec le bois, elle prélèverait à chaque tour un copeau d'épaisseur régulière et maximum de 0,5 mm; entre chaque passage de la dent, le corps de la scie viendrait frotter contre le fond du trait limitant la progression de 0,5 mm. Un morceau de bois frottant en un point quelconque de la scie ne pourrait pas être accroché par la dent sur une profondeur supérieure à 0,5 mm, dimension relativement faible pour permettre un accrochage

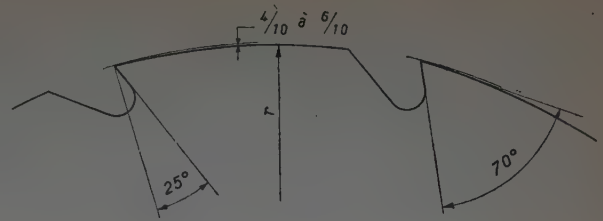


FIG. 6.

sérieux du bois et sa projection dans une direction quelconque.

Pour vérifier cette théorie, nous avons affûté une scie « Wigo » de telle sorte que le tranchant de la dent dépasse le corps de la scie de 1 mm; puis nous avons réduit cette dimension à 0,5 mm. Nous avons alors fait tomber une planche sur la scie en plein mouvement.

Dans le premier cas la planche a été déplacée sans quitter la table.

Dans le second cas, la planche n'a plus été entraînée; son poids est suffisant pour vaincre l'effort d'accrochage de la dent.

En faisant la même expérience sur une scie ordinaire, la même planche a été soulevée, puis violemment projetée en arrière. Sur cette lame le bois en tombant s'est engagé automatiquement contre une arête coupante qui l'a projeté d'autant plus violemment que la pénétration était plus grande.

Une autre expérience sur la scie « Wigo » nous a montré qu'en serrant énergiquement avec un serre-joint l'extrémité d'une planche divisée par le trait de scie, jusqu'au contact des deux surfaces sciées, on pouvait constater que ce pincement n'avait aucune influence sur le travail, contrairement à ce qui se passe avec une scie ordinaire. Celle-ci nécessite toujours un diviseur qui, souvent d'ailleurs, ne supprime pas les risques d'accidents.

### Mesures comparatives de puissances et de vitesse de rotation.

Nous avons fait des mesures comparées en faisant travailler parallèlement une lame ordinaire et une lame « Wigo ».

Les scies employées avaient les caractéristiques suivantes :

Scie « Wigo » : diamètre 350 mm, épaisseur 2 mm, 8 dents, angle d'attaque 25°, angle de bec 55°, angle de dépouille 10°,  $\varnothing$  du corps de la scie 348,8. Denture avoyée largeur totale 3,4 mm.

Scie ordinaire, denture couchée : diamètre 350 mm, épaisseur 1,8 mm, 72 dents, angle d'attaque 18°, angle de bec 35°, angle de dépouille 37°. Denture avoyée largeur totale 2,7 mm.

Les puissances ont été relevées avec un wattmètre, les vitesses de rotation à vide et en charge avec un stroboscope « Phillips G. M. 5511 ».

Les bois d'essences différentes avaient une épaisseur de 44 mm et la flèche de la scie était de 20 mm. Quatre sciages longitudinaux ont été effectués sur chaque essence de bois à la vitesse d'avance de 9,30 m/mn. Les résultats indiqués sont des valeurs moyennes.

NATURE du bois et de la lame	PUISSANCE EN WATTS			NOMBRE de tr/mn		
	à vide	en charge	coupe	à vide	en charge	Perte
SAPIN						
Lame ordinaire.	2 560	4 240	1 680	2 448	2 382	66
Lame « Wigo »	2 280	3 640	1 360	3 270	3 168	112
		Différence: 320				
PEUPLIER						
Lame ordinaire.	2 600	4 480	1 880	2 454	2 376	78
Lame « Wigo »	2 400	3 840	1 440	3 150	3 018	132
		Différence: 440				
PIN SYLVESTRE						
Lame ordinaire.	2 520	4 400	1 880	2 454	2 376	78
Lame « Wigo »	2 240	3 600	1 360	3 288	3 210	78
		Différence: 520				
PIN DE PARANA						
Lame ordinaire.	2 480	5 040	2 560	2 454	2 340	114
Lame « Wigo »	2 520	4 560	2 040	3 156	3 000	156
		Différence: 520				

D'après ce tableau, on voit que malgré la différence d'épaisseur du trait de scie, favorable à la scie ordinaire, et bien que la vitesse de rotation de la scie ait été plus élevée pour la scie à petit nombre de dents, le gain de puissance pour la coupe est assez important, il représente les pourcentages suivants :

$$\frac{32 \times 100}{168} = 19\% \quad \frac{44 \times 100}{188} = 23\% \quad \frac{52 \times 100}{188} = 27\%$$

$$\frac{52 \times 100}{256} = 20\%$$

On peut donc le chiffrer au moins à 20 %.

On voit donc tout l'intérêt qui s'attache à l'augmentation de la vitesse de coupe en même temps qu'à la réduction du nombre de dents.

### Affûtage des lames.

Les lames doivent être bien entretenues, planées et tensionnées correctement; l'affûtage doit conserver le profil de la denture en respectant la différence des diamètres de la trajectoire de coupe et de la périphérie du corps de la scie. Il existe des appareils spéciaux de fabrication allemande qui permettent un affûtage soigné.

Sans recommander l'affûtage à la lime, on peut toutefois, avec beaucoup de soins et de précautions, raviver une denture; mais la lame une fois terminée, doit toujours être parfaite.

Un avoyage régulier et donnant une largeur de trait de scie régulière convient bien à ce genre de scie, mais la dent écrasée et rectifiée donne de bien meilleurs résultats parce qu'elle est plus régulière.

### Montage sur la machine et vitesse de coupe.

Ces scies qui acceptent une sensible augmentation de vitesse de coupe (on peut aller jusqu'à 100 m/s) doivent équiper des machines qui peuvent supporter de telles vitesses sans vibrer. On remarque que suivant le diamètre des lames, il existe une vitesse critique qui se

situe de 50 à 55 m/s où les vibrations sont plus importantes; adopter une vitesse supérieure de l'ordre de 60 m donne de bons résultats.

La lame doit tourner sans faux rond après montage sur l'arbre de la machine, un faux rond même minime provoque aux grandes vitesses des déséquilibres de tensions dans la lame qui peuvent être la source d'accidents.

### Essais pratiques industriels.

Les essais de laboratoire ne sont valables que s'ils sont confirmés par la pratique industrielle. Nous avons donc demandé à des utilisateurs ce qu'ils pensent des scies « sans recul » après les avoir expérimentées. Les industriels ayant déjà une pratique suffisante de ces outils ne sont pas encore très nombreux. Voici, cependant, telle qu'elle a été formulée, l'opinion d'un important chantier qui utilise journellement dans ses ateliers des scies « Wigo » R. S.

« Il ressort de l'utilisation de ces outils sur quatre machines qui en sont équipées depuis 3 mois, que leur durée entre deux affûtages est quatre fois plus longue que celle des lames de scies circulaires ordinaires, pour le déblaiage des bois de pays, comme pour celui des bois coloniaux.

« L'effort de poussée sur le bois, demandé à l'ouvrier est nettement moindre qu'avec une lame ordinaire. Quant à leur entretien, si leur réaffûtage est très simple, grâce à un appareil spécial, leur avoyage ne peut être fait avec un tourne à gauche ordinaire, parce qu'il doit être bien symétrique et précis, étant donné le nombre de dents réduit. Nous le faisons avec l'appareil Univoyar construit par les établissements Smid.

« La vitesse élevée demandée par ces outils est souvent un inconvénient, toutes les machines ne le permettent pas, celles de modèle ancien en particulier. »

### Conclusions.

On voit que la pratique industrielle confirme les résultats que nous avons obtenus en laboratoire. On peut donc tirer de cette étude d'ensemble les conclusions ci-après :

La diminution du nombre de dents d'une lame de scie circulaire, accompagnée d'un tracé judicieux du dos de la dent, et de la réduction de la longueur périphérique des creux sur la trajectoire coupante est de nature :

1° A supprimer ou à fortement diminuer les risques d'accidents, donc à augmenter la sécurité du travail;

2° A améliorer la qualité et le fini du sciage;

3° A diminuer la puissance d'entraînement nécessaire et l'effort de l'ouvrier.

Comme contre partie, les scies à petit nombre de dents doivent être spécialement entretenues et soigneusement affûtées. Elles supposent un atelier d'affûtage bien organisé et un ouvrier affûteur consciencieux et adroit. Elles exigent aussi des vitesses de rotation suffisantes, donc des machines robustes, capables de tourner aux grandes vitesses indiquées.

Il est évidemment possible, en tenant compte des principes que nous venons d'indiquer, de procéder à la confection de lames du même genre, à profils de denture étudiés; certains industriels de notre connaissance ont déjà obtenu dans ce domaine, par des recherches personnelles, des résultats très satisfaisants, et n'ont pas hésité à transformer leur outillage dans le sens d'une diminution du nombre de dents.



## B. --- LE SCIAGE AU RUBAN

Depuis juillet 1951, nous avons mis en service une scie à grumes expérimentale.

Les caractéristiques de la machine sont les suivantes :

Scie *Marcqol*, à bâti semi-droit déporté, diamètre des volants 110 mm.

Moteur de 45 ch tournant à vide à 1 500 tr/mn;

Deux boîtes de vitesses à puissance constante permettant une gamme de huit vitesses échelonnées de 190 à 950 tr/mn, soit, en vitesses circonférentielles 11,5 m à 57,5 m environ.

Chariot de 2 780 kg à cinq griffes, entraîné par un moteur de 3 ch indépendant avec deux gammes de vitesses d'avance 0 à 30 mm et 15 à 50 mm.

L'installation comporte en même temps un appareillage de mesures électriques monté sur un grand tableau et permettant tous les contrôles souhaitables.

Cet appareillage comprend notamment :

1° Un wattmètre enregistreur électrodynamique pouvant donner une précision de  $\pm 1\%$ ; enregistrement sur papier se déroulant avec deux gammes de cinq vitesses, ce qui permet une bonne précision dans les lectures;

2° Des compteurs d'énergie active et réactive;

3° Trois ampèremètres à fer mobile;

4° Un voltmètre à fer mobile.

Ces appareils peuvent être branchés automatiquement soit sur le circuit moteur de la scie, soit sur le circuit amenagé, soit sur le circuit général. Le choix des sensibilités se fait par un commutateur et contacteur.

Enfin l'installation de la scierie est complétée par des engins de manutention, palan de 5 t et cabestan pour l'amenée et la mise en place des grumes.

Nous disposons par conséquent d'une installation industrielle complète, sur laquelle nous pouvons procéder, avec précision à tous les essais possibles.

Elle a été mise en marche il y a 1 an. Une période de mise en route a été nécessaire, pour l'étalonnage des machines et appareils, la mise au point des méthodes d'essai.

Les essais effectifs sont commencés depuis environ 6 mois.

Il s'agit là d'études de longue haleine et qui n'en sont encore qu'à leurs débuts.

### Programme de recherches actuellement en cours.

Ce programme comporte deux ordres de recherches, les unes d'ordre théorique ou général, les autres orientées vers la pratique. Les unes et les autres se recoupent d'ailleurs sur bien des points, mettant en évidence les relations étroites qui existent, dans tous les ordres de recherches, entre les recherches d'ordre scientifique, dites souvent « recherches pures » et les recherches d'ordre appliqué.

#### 1° Recherches théoriques.

Celles-ci ont pour but de dégager une doctrine sur le processus de coupe et ses caractéristiques générales.

Il s'agit en particulier de définir aussi exactement que possible l'effort de coupe, sur une scie à ruban, ses composantes, sa direction, son intensité. Il s'agit ensuite de voir comment varie cet effort suivant la denture, l'angle

de coupe, l'état de désaffûtage de la lame; comment il dépend des différents facteurs qui entrent en jeu dans le sciage. C'est là un problème complexe, qui fait intervenir à la fois des règles précises de mécanique et des éléments variables tenant au matériau à scier, le bois.

Des études analogues sont ou ont été effectuées à l'étranger, en particulier en Suède, en Allemagne, en Amérique. Nous nous appliquons évidemment à confronter les résultats obtenus et publiés avec ceux que nous obtenons nous-mêmes.

En France la question avait déjà fait l'objet d'études importantes qui avaient été l'œuvre d'un précurseur, M. l'Ingénieur PETITPAS, à qui nous devons rendre hommage; il a été certainement l'un des premiers qui se soient intéressés à ces questions du sciage et sa THÉORIE RAISONNÉE DU SCIAGE DES BOIS est une œuvre qui n'a pas été surpassée.

Le Centre Technique Forestier Tropical s'est à nouveau appliqué à la solution du problème du sciage des bois, en vue du sciage des bois tropicaux, problème que M. PETITPAS avait déjà longuement étudié. Il a mis en route un appareil original, mouton-pendule portant une dent, dont on peut étudier le travail en éliminant de nombreux facteurs gênants, rendement des moteurs, frottements, erreurs de mesures, etc. La liaison est naturellement maintenue avec le C. T. F. T. et nos résultats confrontés constamment avec ceux qu'obtiennent ses techniciens.

Si nous entrons maintenant dans le détail de nos recherches, nous pouvons d'abord dire qu'il est raisonnable de penser, avec d'autres techniciens du sciage, que l'effort de coupe sert :

a) A trancher les fibres du bois, c'est là le rôle de l'arête frontale de la dent;

b) A cisailer longitudinalement ces fibres; c'est l'action des arêtes latérales;

c) A cisailer le copeau en éléments fins (sciure);

d) A évacuer les copeaux ou la sciure ainsi produits.

Dans ces opérations l'énergie à dépenser dépend de nombreux facteurs : nature du bois (essence, texture, densité, degré d'humidité); forme de la denture; état de la denture; etc.

De nombreuses questions se posent :

Comment varie l'effort de coupe en fonction du débit?

Y a-t-il intérêt, au point de vue de la dépense d'énergie, à scier plus ou moins vite? Le débit dépendant de la hauteur de coupe et de la vitesse d'amenage, existe-t-il un rapport optimum entre ces deux facteurs? ou encore quelle est l'influence de la vitesse d'amenage pour une hauteur de coupe donnée, considérée comme un optimum pour une scie donnée?

Toutes ces questions sont intéressantes et pour leur apporter une réponse il faut procéder à de très nombreuses mesures, avec des moyens perfectionnés de contrôle.

La mesure des efforts de coupe en fonction des débits permet de calculer la puissance requise par une machine suivant sa capacité de coupe et de vitesse de coupe; il faut distinguer d'ailleurs la puissance nécessaire à l'outil, et celle nécessaire au chariot.

D'après les travaux de M. PETITPAS, pour certaines essences dites logarithmiques, le travail à l'outil ne varie pas proportionnellement au débit, il y a intérêt à les scier le plus rapidement possible. D'autres essences sont dites proportionnelles; le rapport du travail à l'outil au débit est constant. On dit que le « travail spécifique » est constant.

Nos mesures sont en cours; un très grand nombre d'entre elles ont déjà été effectuées, mais n'ont pas encore été dépouillées. Elles feront l'objet d'une publication

spéciale que nous pensons être en mesure de diffuser prochainement.

Voici, en attendant, et à titre d'exemple, quelques-uns de ces résultats :

a) **Essais sur pièce de hêtre équarrie.** — 4 m de long; 0,50 m de hauteur de trait, lame en acier suédois de 140 mm de large, profil gencive, pas de 45 mm; angle d'attaque 17°, de dépouille 20°; voie de 18-10. Vitesse de rotation des volants 790 tr/mn correspondant à :

Vitesse de coupe .....	45,5 m/s
Nombre de dents par seconde ..	1 012

Vitesse d'avance 5 m/mn. Débit : 4,17 dm<sup>2</sup>/s.

Puissance utile à l'outil .....	9 404 W
ou	959 kgm/s

Le travail spécifique (par unité de débit) est

$$T_d = 230 \text{ kg/m.}$$

L'effort sur une dent ressort à 2 kg.

Vitesse d'avance, 7,40 m. Débit : 6,17 dm<sup>2</sup>/s.

Puissance utile à l'outil .....	1 595 kgm/s
---------------------------------	-------------

Le travail spécifique est  $T_d = 258 \text{ kg/m.}$

L'effort sur une dent ressort à 3,2 kg.

Vitesse d'avance 10 mm. Débit : 8,34 dm<sup>2</sup>/s.

Puissance utile à l'outil .....	2 437 kgm/s
---------------------------------	-------------

Travail spécifique .....	$T_d = 292 \text{ kgm}$
--------------------------	-------------------------

Effort sur une dent .....	5 kg
---------------------------	------

Dans les conditions d'expérience, on constate donc que, pour un débit par seconde, doublé, la puissance à l'outil est multipliée par 2,5. Le travail spécifique n'est pas constant.

b) **Essais sur une pièce de chêne.** — Hauteur de trait 84 mm.

Même lame que ci-dessus; même vitesse de coupe 45,5 m/s.

Vitesse d'avance 30 mm. Débit : 4,2 dm<sup>2</sup>/s.

Puissance utile à l'outil .....	533 kgm/s
---------------------------------	-----------

Travail spécifique .....	$T_d = 127 \text{ kg/m}$
--------------------------	--------------------------

Effort sur une dent .....	6 kg
---------------------------	------

Vitesse d'avance de 60 mm. Débit 8,4 dm<sup>2</sup>/s.

Puissance utile .....	1 071 kgm/s
-----------------------	-------------

Travail spécifique .....	$T_d = 127 \text{ kg/m}$
--------------------------	--------------------------

Effort sur une dent .....	12 kg
---------------------------	-------

Ici le travail spécifique apparaît comme constant. L'effort double avec le débit. Or, le chêne a été classé comme logarithmique.

Nous avons ramené les chiffres à l'unité de débit. On pourrait essayer de les ramener à l'unité de quantité de matière enlevée. Nous avons fait le calcul sur les deux cas précédents en ramenant les efforts au centimètre cube de matière enlevée. Que trouvons-nous ?

Pour le hêtre	27,7 kg/cm <sup>3</sup>	vitesse d'avance	5 m/mn.
	29,6	—	7,40
	34,7	—	10
Pour le chêne	82,7 kg/cm <sup>3</sup>	vitesse d'avance	5 m/mn
	82,7	—	10

On pourrait ainsi dire que nous avons trouvé là un critère; que l'effort requis pour enlever 1 cm<sup>3</sup> de bois par sciage est d'environ 30 kg pour le hêtre; 80 kg pour le chêne; cela quelles que soient les vitesses d'avance.

Nous nous garderons bien de tirer des conclusions aussi hâtives avant d'avoir dépouillé tous nos résultats et de les avoir contrôlés par de nouveaux essais.

Les recherches en cours portent sur quatre essences : hêtre, chêne, peuplier, épicéa.

## 2° Essais d'ordre pratique.

A côté des essais que nous venons de mentionner et qui portent sur les conditions générales du sciage au ruban, nous effectuons des essais de portée plus immédiate. C'est ainsi que, au cours de ces derniers mois, nous avons étudié deux problèmes particuliers.

a) **Lames de longue durée.** — On parle beaucoup, depuis quelques mois, de lames de longue durée, capable de faire un travail prolongé sans démontage ou réaffûtage. Certaines de ces lames sont déjà en usage. Pour l'une, le fabricant indique une semaine de travail sans affûtage, une durée de coupe vingt fois supérieure à celle de la lame ordinaire. Un autre inventeur préconise une machine traitant les lames ordinaires, donnant une durée accrue aux pointes des dents, sans fragilité excessive, et permettant de 10 à 12 heures de travail sans démontage de la lame.

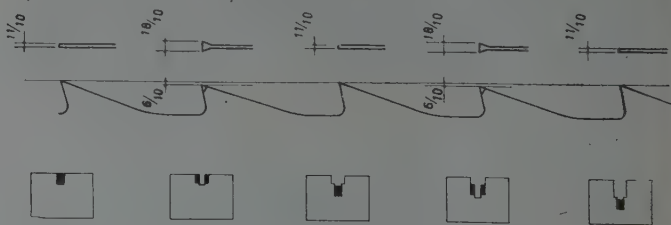
Nous avons abordé l'étude de ce problème, d'abord en faisant des essais sur lames traitées suivant ces procédés, ensuite en traitant nous-mêmes des lames, par trempage des dents. Nous ne pouvons encore donner des résultats définitifs.

Les mesures de consommation ne donnent pas grand chose ici, car elles varient trop avec la nature du bois scié. L'étude peut se faire en examinant à intervalles réguliers le profil des dents, à un fort grossissement, et en étudiant l'arrondi pris par la pointe de la dent, la déformation de celle-ci, etc. Nous utilisons pour cela un projecteur de profil qui permet, sur la machine même, l'examen régulier de la denture.

b) **Lames à denture spéciale (fig. 7).** — Nous avons emprunté aux techniciens américains du laboratoire spécial une denture spéciale qu'ils ont appliquée à la scie circulaire et que nous avons adaptée à un ruban.

La denture est constituée alternativement par une dent plus haute, qui trace, et une dent plus courte qui dresse la surface, celle-ci écrasée, tandis que la précédente, la dent haute, ne l'est pas. Les avantages de cette denture consistent dans une diminution du travail de coupe et un

Épaisseur de la lame 11/10 de millimètre.



Matériau enlevé par les différentes dents.

Fig. 7. — Lame spéciale « Double trait » inspirée de la lame américaine « Duo-Kerf ».



accroissement de la propreté de la surface sciée. L'inconvénient est la difficulté de préparation et d'affûtage de cette lame.

Malgré ces difficultés nous avons réalisé à notre atelier d'affûtage un ruban de 7 m de long, comportant 156 dents, en acier suédois. Cette lame a été essayée comparativement avec une lame de même qualité, mais de denture classique, toutes les conditions de travail étant exactement les mêmes.

En faveur de la denture spéciale nous avons observé une économie de 6 à 20 % suivant les cas dans la puis-

sance dépensée à l'outil. Les sciures se dégagent beaucoup mieux que dans le cas de la lame classique; la surface de sciage est beaucoup plus nette et propre. L'avantage semble bien être à la denture modifiée.

Il semble de plus que la lame spéciale a moins tendance à reculer sur le volant au cours du sciage.

Telles sont les premières indications que je puis vous donner sur nos travaux concernant le sciage. Vous voyez qu'ils ne manquent pas d'intérêt. Les résultats de nos recherches seront publiés dès que possible de manière à tenir les praticiens au courant de ces travaux.

#### QUATRIÈME PARTIE

### LES PROBLÈMES DE PROTECTION DES BOIS

#### I. — POLITIQUE DE PROTECTION

La question de la protection des bois mis en œuvre est une de celles qui doivent attirer le plus fortement notre attention.

On sait, en effet, que c'est un des reproches que l'on fait le plus communément au bois, lorsqu'on le compare aux autres matériaux de construction, d'être souvent détruit ou détérioré par des organismes destructeurs, champignons, insectes, bactéries. Un architecte qui a eu une expérience malheureuse en matière de bois hésite à l'employer à nouveau. Le grand public est très sensible d'autre part à des arguments de cet ordre, car le Français ne désire pas construire pour aujourd'hui ou pour 25 ans, mais pour un avenir éloigné.

La grande majorité de ceux qui transforment ou utilisent le bois n'ont que des idées vagues ou erronées sur les moyens d'empêcher sa destruction et, bien qu'ils puissent disposer de moyens de protection efficaces et adaptés à chaque cas particulier, négligent de prendre des mesures pour protéger leurs bois.

Il en résulte un gaspillage considérable de matière et de main-d'œuvre. Souvent en effet c'est après sa mise en œuvre que le bois est détruit. Sa valeur intrinsèque s'est augmentée de la valeur du travail de façonnage des pièces et de construction de l'ouvrage. Le remplacement des bois altérés double cette dépense, encore augmentée des frais de démontage.

Les statistiques des États-Unis estiment à 10 % du volume total des exploitations annuelles les pertes dues à la destruction des bois d'œuvre, et à plusieurs centaines de millions de dollars par an la valeur en argent de ce gaspillage.

En France, en dehors des grands services publics, S. N. C. F., E. D. F., P. T. T., très peu d'utilisateurs se soucient de protéger leurs bois. La grande majorité d'entre eux ne possède d'ailleurs, sur les causes de destruction des bois et les moyens d'y parer, que des notions insuffisantes.

C'est immédiatement après l'exploitation, sur le parterre de la coupe que se perd la plus grande masse de bois. Dans l'ensemble, les bois séjournent beaucoup trop longtemps sur les coupes, et une proportion considérable des bois d'essences altérables (pin, sapin, épicéa, hêtre, frêne, etc.), est ainsi perdue ou gravement dépréciée. Il faut estimer à 500 ou 600 000 m<sup>3</sup> la perte annuelle ainsi encourue et sa valeur à plus de 2 milliards de francs.

Aux différents stades de la transformation et de l'emploi, des pertes importantes se produisent encore, moindres en volume, mais au moins égales en valeur

puisqu'elles portent sur des produits transformés dont le prix s'est considérablement accru.

Comme d'autre part, les progrès dans la connaissance des agents destructeurs des bois et dans les moyens de préservation permettent, par la mise en œuvre de techniques sûres, de mettre fin à ce gaspillage, le moment paraît venu d'instaurer dans notre pays une politique active et méthodique de protection des bois.

Cette politique aura pour effet non seulement d'amenuiser une perte grave infligée à l'économie nationale, mais aussi, en faisant disparaître certaines préventions contre l'utilisation du bois, préventions qui ont leur origine dans l'ignorance des moyens de préserver efficacement ce matériau, d'assurer la stabilité d'importants débouchés de la production ligneuse de la France et de l'Union Française.

Les moyens d'action de cette politique seront multiples. Le premier d'entre eux est l'éducation sous toutes ses formes : créations de cours ou de conférences dans les écoles d'ingénieurs ou dans les Centres de perfectionnement technique, publications, etc. On peut d'ailleurs remarquer que, avant la lettre, cette politique existe déjà. L'activité du *Laboratoire de l'Institut National du Bois*, de plus en plus fréquemment consulté sur ces questions par les ingénieurs, les architectes et les entrepreneurs, l'enseignement de l'*École Supérieure du bois*, correspondent précisément au souci de guider tous ceux qui utilisent le bois, vers l'utilisation la plus rationnelle. Dans cet ordre d'idées, la voie est déjà tracée, des résultats tangibles ont déjà été obtenus, il convient donc de poursuivre et de développer le plus largement possible, en dotant la recherche et l'enseignement de moyens suffisants, une action qui porte déjà ses fruits.

Mais il semble qu'on puisse aller plus loin que par la simple propagande.

L'invasion d'un immeuble par la Mérule, ou Champignon des maisons, qui peut traverser les murs et mettre en danger les immeubles voisins, touche à l'intérêt public; la lutte contre un insecte ravageur comme l'*Hylotrupes* peut être envisagée comme une mesure de salubrité publique.

Enfin on constate actuellement que beaucoup de fabricants de produits chimiques, présentent, souvent avec l'appui d'une publicité tapageuse, des produits destinés à la protection des bois. Si cette publicité peut, au point de vue de l'intérêt général, avoir un rôle utile en attirant l'attention des utilisateurs du bois sur un problème qu'ils ont en général tendance à négliger, elle constitue un grave

danger lorsqu'elle est mise au service de produits insuffisamment efficaces. Les utilisateurs qui auront fait une fois une expérience malheureuse en conclueront trop souvent et à tort que le problème de la protection des bois est insoluble et que ce matériau est irrémédiablement périssable. Il importe donc, en même temps que seront prises des mesures de lutte contre les ennemis les plus dangereux du bois, que soit édictée une réglementation de la vente des produits destinés à la préservation des bois, afin de donner certaines garanties à la catégorie la plus intéressante d'utilisateurs du bois, c'est-à-dire à ceux qui se préoccupent du problème de la préservation.

Voilà un ensemble de questions qui nous intéressent. M. JACQUIOT, chargé de la direction de notre Laboratoire, en a particulièrement étudié les incidences et a formulé dans un rapport différentes mesures qui devraient former la base d'une politique de protection des bois.

Ces mesures visent en premier lieu l'altération des bois en grumes sur le parterre des coupes, et prévoient des mesures d'hygiène et des traitements chimiques obligatoirement applicables si les bois doivent séjourner sur les coupes au delà de certains délais.

Elles visent ensuite les attaques par la *Mérule*, par le *Capricorne des maisons* et par les *Termites* sur le bois de construction. Ici la lutte exige des moyens variés, préventifs lors de la mise en place des bois, curatifs lorsqu'une invasion est signalée.

### Attaque des bois mis en œuvre par le Champignon des maisons.

(*Gyrophana lacrymans*.)

Les attaques de la *Mérule* provoquent chaque année des dégâts considérables et, en entraînant d'importantes reconstructions partielles, aggravent l'acuité du problème général de la reconstruction.

Les mesures à prendre sont de deux sortes :

a) **Mesures préventives.** — Lors de la construction d'immeubles neufs il doit être prévu :

— l'observation de règles d'hygiène de la construction, règles classiques mais trop souvent méconnues. Ces règles sont les suivantes :

— l'emploi exclusif de bois secs et sains. Bien que la *Mérule* attaque surtout les bois résineux, il est fréquent qu'elle attaque aussi les bois de chêne ou d'autres feuillus.

Il n'existe aucune essence capable de résister à ce champignon.

— Éviter radicalement tout contact entre le bois et le sol.

— En site humide interposer une chape isolante entre murs en fondation et murs en élévation.

— Si le solivage d'un rez-de-chaussée ne peut être établi sur cave, couler sur le col une chape isolante en bitume; enduire de carbonyle les têtes encastrées des solives.

— Ne poser les menuiseries, les lambris, parquets, etc., que le plus tard possible; les maçonneries étant sèches.

— Assurer une bonne aération des sous-sols.

— Prévoir un dispositif efficace de ventilation des solivages entre parquet et plafond. Une bonne ventilation exige dans des conditions moyennes une surface des ouvertures de ventilation de 20 cm<sup>2</sup> par mètre courant de périmètre de maçonnerie. Proscrire radicalement le remplissage entre solives au moyen de mâchefer, qui, non seulement empêche la ventilation mais exerce sur le développement de la *Mérule* une action chimique favorable.

Ces mesures suffisent dans la plupart des cas à assurer la conservation indéfinie des charpentes et boiseries en ce qui concerne les attaques de champignons, pourvu que l'entretien du bâtiment se conforme également à des règles d'hygiène.

L'hygiène de l'entretien devra viser d'abord à ne pas neutraliser les dispositions d'hygiène prises lors de la construction : maintenir toujours libres les orifices d'aération, ne pas obturer les soupiraux des caves (les prescriptions de la Défense Passive par exemple ont été à l'origine de graves dégâts causés par la *Mérule* dans des immeubles bien construits et où de telles attaques n'avaient jamais été constatées).

Toute infiltration d'eau devra être rapidement supprimée et toutes dispositions seront prises pour assurer un séchage rapide des pièces mouillées, auxquelles il sera en outre avantageux d'appliquer un traitement antiseptique préventif.

On évitera de recouvrir les parquets surtout au-dessus des pièces où se produisent des dégagements abondants de vapeur d'eau (cuisines, salles de bains), avec des tapis imperméables (linoléum, etc.), dont la présence réalise les conditions d'atmosphère confinée si favorable à la *Mérule*.

Ces règles devront devenir des prescriptions impératives. Elles seront notamment intégrées dans les Cahiers des charges relatifs aux immeubles construits par les Services Publics, les Sociétés Nationales, ou aux immeubles à usage privé mais dont la construction est subventionnée à des titres divers par le Ministère de la Reconstruction et de l'Urbanisme (H. B. M., H. L. M., reconstruction, etc.).

b) **Mesures curatives.** — Toute attaque de *Mérule* dans un immeuble contigu à d'autres immeubles doit faire l'objet d'une déclaration du propriétaire ou de ses ayants-droit auprès des autorités désignées par les textes réglementaires.

Des mesures curatives définies par un texte réglementaire seront obligatoirement appliquées sous le contrôle des autorités susvisées.

Ces mesures curatives comportent :

1° Le démontage et l'incinération des bois attaqués, la désinfection des maçonneries par brûlage à la flamme d'une lampe à souder, suivie de broissage et de pulvérisation d'un produit anticryptogamique agréé.

2° La suppression des causes accidentelles d'humidité (réparations des toitures, des gouttières ou des canalisations d'eau).

3° L'aménagement d'une ventilation suffisante et, d'une manière générale, l'établissement ou le rétablissement des dispositions assurant l'hygiène du bâtiment.

4° L'emploi de bois de remplacement secs, sains et traités au moyen d'un produit anticryptogamique agréé.

### Attaque des bois mis en œuvre par le Capricorne des maisons.

(*Hylotrupes bajulus* L.)

Le développement de l'invasion d'*Hylotrupes bajulus*, favorisé par les années sèches et chaudes qui se sont succédées depuis 1945, a mis notre pays dans une situation aussi grave que celle à laquelle ont dû faire face les pays scandinaves et l'Allemagne du Nord il y a une quarantaine d'années.

Dans ces pays les mesures appliquées sont soit essentiellement libérales (Suède) soit autoritaires (Allemagne).

En Suède des Compagnies d'assurances spécialisées (l'une d'elle se nomme « Husbock bolaget » : Compagnie



du Capricorne des maisons) assurent les immeubles contre les dégâts de cet insecte. Des techniciens compétents de ces compagnies visitent chaque année les immeubles assurés afin de détecter les foyers d'attaque. Dès qu'un foyer est décelé les mesures de désinfection sont appliquées aux frais de la compagnie.

En Allemagne, la lutte est organisée par les autorités administratives.

En Allemagne comme dans les pays scandinaves, les moyens curatifs consistent à chauffer les bois attaqués par adduction d'air chaud. L'air chaud est produit dans des générateurs spéciaux placés à l'extérieur du bâtiment et amené sous les toitures ou dans les locaux infestés au moyen de tubulures de gros diamètre, de manière à porter les régions les plus profondes de toutes les pièces de bois à une température d'au moins 60°. Pour obtenir ce résultat il faut prolonger l'opération une douzaine d'heures pour les charpentes de type courant. Le procédé est très efficace mais exige la mise en œuvre d'un matériel lourd et volumineux, le percement d'orifices dans les murs ou les toitures et une dépense considérable de combustible.

Il est possible d'utiliser les appareils de haute fréquence de type courant pour désinsectiser les bois (chauffage par pertes diélectriques). Ce procédé est beaucoup plus facile à mettre en œuvre et n'exige aucun travail de percement des murs ou de découverte des toitures. Il est nécessaire pendant l'opération d'enlever les pièces d'assemblage métalliques.

Une fois les bois désinfectés, ils doivent recevoir un traitement préventif.

Les bois neufs ou les bois désinsectisés doivent être l'objet d'un traitement préventif au moyen d'un produit agréé qui les protège contre des attaques éventuelles.

En France, aucune mesure n'a jusqu'à présent été prise contre cet insecte qui menace de faire naître dans quelques années un problème généralisé de reconstruction partielle.

Il est nécessaire comme pour la Mérule de prévoir :

a) **Des mesures préventives.** — Les règles d'hygiène efficaces contre la Mérule, sont sans objet ici puisque cet insecte attaque toujours des bois bien secs et préfère les immeubles bien chauffés.

Les mesures préventives consistent donc essentiellement à rendre obligatoire le traitement de tous les bois résineux utilisés dans la construction par des produits insecticides agréés.

b) **Des mesures curatives.** — Toute attaque d'*Hylotrupes bajulus* dans un immeuble quelconque doit faire l'objet d'une déclaration du propriétaire ou de ses ayants droit.

Des mesures techniques, définies par un texte réglementaire seront alors obligatoirement appliquées sous le contrôle des autorités désignées. Ces mesures ont été décrites plus haut.

### Attaque des bois mis en œuvre par les Termites.

Les Termites n'existent en France que dans la région du Sud-Ouest. Ils y ont cependant provoqué, dans certaines localités, des dégâts très graves, qui justifient des mesures réglementaires.

La biologie des Termites, qui forment des colonies logées dans le sol, amène à envisager des mesures techniquement très différentes de celles qui s'appliquent à *Hylotrupes bajulus*.

**Mesures préventives.** — Il existe des mesures d'hygiène de la construction qui mettent les bâtiments à l'abri des

attaques de ces insectes. Ces mesures coïncident d'ailleurs en partie avec celles qui concernent la Mérule.

Ces mesures d'hygiène seront complétées dans certains cas par le traitement préventif des bois. Ce traitement utilisera les mêmes produits que ceux prescrits pour protéger les bois résineux contre *Hylotrupes bajulus*. La technique de la protection contre les Termites consiste donc dans l'ensemble à compléter certaines règles d'hygiène et certains traitements préventifs valables contre ces attaques des deux autres organismes ravageurs : Mérule et *Hylotrupes bajulus*.

**Mesures curatives.** — Comme pour *Hylotrupes bajulus* la déclaration d'une attaque de Termites sera obligatoire. Les mesures techniques à appliquer, spéciales à ce type de ravageur, seront définies par le texte réglementaire.

### Application des mesures de protection.

Lors de sa séance du 13 juin 1952, la Commission d'études des ennemis des arbres, des bois attaqués et mis en œuvre, qui siège au Ministère de l'Agriculture, a examiné les principes d'une politique rationnelle de préservation des bois.

Elle a admis qu'à côté d'un effort d'enseignement et de propagande, il y avait lieu de faire prendre par les pouvoirs publics certaines mesures réglementaires.

Voici celles qu'elle a préconisées :

a) Pour faire disparaître les pertes dues aux altérations des bois sur coupe, pour les essences les plus périssables : hêtre, frêne, un raccourcissement dans les délais de vidange gratuit ou un traitement des bois obligatoire sur le parterre des coupes.

b) En ce qui concerne les dégâts très graves causés par la Mérule dans beaucoup d'immeubles et en particulier dans des villes sinistrées comme Brest, la Commission a jugé nécessaire d'établir des normes de l'hygiène des constructions établies avec le concours des autorités et des organismes compétents, Centres Techniques et Scientifiques, AFNOR, Ministère de la Reconstruction, etc.

c) En ce qui concerne les mesures curatives, des Commissions techniques pourraient être créées à l'échelon départemental ou régional en vue de conseiller les Préfets sur les dispositions à prendre pour organiser la lutte.

Des mesures analogues ont été préconisées en ce qui concerne les ravages exercés par *Hylotrupes bajulus* (Capricorne des maisons), et par les Termites dans certaines régions.

d) Enfin l'établissement d'une marque de qualité devra être mis à l'étude pour les produits insecticides ou anti-cryptogamiques afin d'éviter la diffusion de produits inefficaces. Le Laboratoire de l'Institut National du Bois a établi des méthodes de contrôle d'efficacité des produits.

Il existe actuellement sur le marché un nombre considérable de produits commerciaux que leurs fabricants prétendent être efficaces contre les organismes destructeurs des bois.

Les essais effectués sur ces produits montrent qu'en réalité beaucoup sont inefficaces ou d'une efficacité réduite et temporaire. Dans certains cas les fabricants soumettent à l'essai du Laboratoire de l'Institut National du Bois, sous un nom commercial donné, un produit qui est reconnu efficace, puis, se servant à l'appui de leur publicité du rapport favorable établi par cet organisme, vendent sous le même nom, un produit d'une constitution entièrement différente qui peut être inefficace.

Les inconvénients de tels procédés au point de vue de l'intérêt général ont déjà été soulignés plus haut et imposent de façon impérieuse des mesures tendant à y mettre fin.

La mesure fondamentale est d'imposer aux fabricants, dans leurs factures et sur les emballages, la *désignation exacte, suivant la nomenclature chimique normalisée de la substance chimique active qui sert de base au produit commercial et de la teneur du produit commercial en substance active*, ainsi qu'il est de pratique courante pour les engrais chimiques.

De plus, étant donné l'ignorance presque générale des utilisateurs de ces produits, il serait utile, à la fois pour leur fournir une garantie et pour les guider dans le choix des produits à acheter, de créer un label de qualité, qui pourrait être rédigé comme suit :

Le produit .....  
essaye au laboratoire de .....  
à la teneur de ... % en ..... (désignation chimique exacte  
du ou des corps actifs),  
a été reconnu efficace pour une protection { temporaire  
de longue durée  
des bois contre { les champignons,  
les insectes,  
ou tous les organismes.

Ce label pourrait être tiré en plusieurs couleurs suivant que la protection est temporaire ou de longue durée, que le produit est insecticide, fongicide ou polyvalent.

## II. — PROGRÈS RÉCENTS DANS LA LUTTE CONTRE LES INSECTES DES BOIS MIS EN ŒUVRE

Dans le cadre de nos études sur les produits antiseptiques, nous avons eu en particulier à nous préoccuper de la lutte contre les insectes.

La désinsectisation des bois mis en œuvre est un problème particulièrement difficile. Même lorsqu'il s'agit d'essences susceptibles de s'injecter (aubier de pin) l'application d'insecticides liquides ne peut être effectuée que par badigeonnage ou pulvérisation, procédés qui n'assurent pas, avec les liquides employés jusqu'à présent, une pénétration suffisante.

Il ne faut pas perdre de vue d'autre part, que certains bois très employés dans la construction : sapin, épicéa, cœur de chêne, sont impossibles à injecter, même sous pression.

L'emploi de vapeurs toxiques, qui diffusent dans l'atmosphère interne des bois attaqués, doit permettre de tuer les insectes qui s'y trouvent. Certains produits, notamment le bromure de méthyle et l'oxyde d'éthylène sont particulièrement efficaces. Malheureusement l'utilisation de ces produits suppose que les bois peuvent être maintenus pendant une période assez longue, de l'ordre de 50 heures, dans une enceinte étanche. Cette condition n'est réalisable que s'il s'agit de meubles. Elle est pratiquement irréalisable s'il s'agit de menuiseries de bâtiment et surtout de charpente.

Jusqu'à ces dernières années, le seul moyen efficace et pratique de lutte contre le *Capricorne des maisons* (*Hylotrupes bajulus* L.), le plus redoutable des ravageurs des bois de charpente, a été le chauffage des bois au moyen d'air chaud amené sous les combles par des tubulures de gros diamètre. Nous avons signalé cela dans une précédente conférence et nous venons d'y faire allusion dans le paragraphe précédent.

Devant l'extension inquiétante de l'*Hylotrupes* en France, où, dans plusieurs régions (Bretagne, Sud-Ouest, Midi) il a déjà commis des dégâts considérables, la Section d'Entomologie du Laboratoire a orienté des recherches vers la solution de ce très grave problème, et ses travaux ont abouti à deux solutions susceptibles d'influer de manière décisive sur la conduite de la lutte contre les insectes des bois ouvrés.

La première solution est fondée, comme la méthode scandinave, sur l'élévation de la température interne du bois, mais réalise cette élévation de température par application d'un champ de haute fréquence (chauffage par pertes diélectriques). Pour les bois dont l'épaisseur ne dépasse pas 30 mm environ, l'application sur le bois d'un pistolet à haute fréquence du type utilisé pour le collage des contreplaqués permet d'obtenir en 30 s la mort des insectes se trouvant dans le champ. Avec des

bois plus épais il est nécessaire de disposer des électrodes de part et d'autre des pièces à traiter.

Ce procédé n'est pas applicable en présence de pièces métalliques (boulons, broches), ce qui en restreint l'emploi aux bois assemblés par collage ou chevillage, ou tout au moins ne contenant que des clous de petite taille et assez distants les uns des autres (parquets, plinthes, etc.). Lorsque ces conditions sont remplies, il permet une désinsectisation rapide, n'exigeant qu'un matériel peu encombrant, non salissant, et ne donne au bois aucune coloration ni aucune odeur. Il pourrait donc être utilisé par des entreprises de désinfection spécialisées.

La deuxième solution est d'ordre chimique et fondée sur les propriétés des alkylthiophènes. Ces corps qui se trouvent parmi les produits de distillation des schistes bitumeux, de la houille, etc., dérivent du thiophène par adjonction de chaînes latérales à 1, 2, ..., n carbone. Les premiers termes (méthyl et éthyl-thiophène) sont trop volatils, mais les fractions de distillation passant entre 230-250°, se présentant comme un liquide huileux formé principalement d'hexylthiophène, présentent des propriétés particulièrement intéressantes.

La première est leur *pouvoir de pénétration* dans des bois tels que le sapin et l'épicéa, de telle sorte que par badigeonnage plusieurs fois répété à quelques heures d'intervalle, on peut obtenir une pénétration suffisante pour tuer les insectes présents dans le bois.

D'autre part ces corps ont une action de contact presque foudroyante; en outre, ils émettent des vapeurs toxiques qui agissent à plusieurs centimètres en avant de la zone d'imbibition.

Ils ne sont pas toxiques pour l'homme et les animaux domestiques. Leur inconvénient réside dans leur odeur désagréable et tenace qui rend difficile leur utilisation dans des locaux habités.

Ils n'ont pas de pouvoir fongicide, mais on peut rendre le traitement polyvalent en les utilisant comme solvants de produits fongicides. Le pentachlorophénol notamment s'y dissout facilement et peut assurer une protection préventive de longue durée contre les champignons ou contre de nouvelles invasions d'insectes.

Ainsi, avec la haute fréquence et les dérivés thiophéniques, les conditions de la lutte contre les insectes des bois mis en œuvre se trouvent considérablement améliorées. Chacun de ces procédés paraît avoir un champ d'application bien défini : le premier convient surtout aux pièces peu épaisses placées dans les locaux habités (parquets, lambris, panneaux de meubles); le deuxième est applicable aux charpentes et d'une manière générale aux bois placés dans des locaux où l'odeur du produit ne constitue pas un inconvénient majeur.

(Reproduction interdite.)



# DOCUMENTATION TECHNIQUE

LXI

RÉUNIE EN OCTOBRE 1952

## SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

### Prix des reproductions photographiques :

Microfilms : la bande de 5 images (port en sus).....	100 F
Positifs sur papier : la page (port en sus) :	
Format 9 × 12.....	70 F
Format 13 × 18.....	90 F
Format 18 × 24.....	110 F
Format 21 × 27.....	150 F
Minimum de perception .....	250 F

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics,  
28, boulevard Raspail, Paris-VII<sup>e</sup>.

## I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

## B. — ARCHITECTURE ET URBANISME

1-61. La question des maisons d'habitation en Autriche (Wohnbaufragen in Österreich). *Heraklith Rundschau*, Autr. (juin 1952), n° 19, p. 2-23, nombr. fig., 8 réf. bibl. — Étude générale des habitations en Autriche : besoins en bâtiment d'habitation, valeurs caractéristiques nécessaires pour la superficie des pièces et des annexes, surface des murs et des cloisons; toit; étude détaillée des prix de revient et moyens de réduire ceux-ci. Nombreux types de maisons rurales : plans et photos avec légendes en allemand et français. E. 22530. CDU 728.6 : 63.

2-61. L'habitat rural. *Centre Inform. Docum. Bâtim.*, Fr. (sep. 1952), p. 17-22, GOVIN : Exposé du mauvais état du patrimoine immobilier rural et raisons de cette situation. Caractères de la construction rurale traditionnelle, rustique et massive. Nécessité devant

l'évolution de l'exploitation rurale, de moderniser la construction rurale. Examen de la question des investissements immobiliers, de la conception de la forme en vue de l'organisation du travail, de l'adaptation aux conditions du marché. Conception de l'auteur dans ce domaine du bâtiment rural moderne. p. 22-26 : BRIAULT : Exposé des besoins réels des cultivateurs en matière de logement. Réalisations dans le Calvados. E. 22446. CDU 728.6 : 63.

3-61. Tunnels et viaducs pour la liaison des gares du Nord et du Midi à Bruxelles. Transformation du centre de la ville (Tunnel, viaduc, join rail stations and transform central Brussels) BALBACHEVSKY (G. N.); *Engng News-Rec.*, U. S. A. (9 oct. 1952), vol. 149, n° 15, p. 40-42, 6 fig. E. 22455. CDU 625.74 : 711.

4-61. Rapport annuel 1951 (Verslag over

het jaar 1951). *Gezondheidsorganis. T. N. O.* Pays-Bas, en hollandais : p. 28; en anglais p. 33-37, 6 fig. — Indication de quelques rapports présentés par l'Institut hollandais des Recherches pour la Technique de la Santé publique. Atténuation du bruit dans les escaliers, nouvelle méthode de mesure de la répartition de l'énergie dans les lampes à vapeur de mercure. Influence de l'ambiance de la maison dans les problèmes relatifs à la jeunesse. Purification des eaux d'égoût par les boues activées. Matériel technique des piscines intérieures. E. 22302. CDU 613.5 : 728.

5-61. Caracas, Venezuela. *Schweiz. Bauztg.* Suisse (4 oct. 1952), n° 40, p. 577-578, 4 fig. Constructions nouvelles et avenues. *Vélodrome à Caracas* (Die Radrennbahn in Caracas), p. 578-580, 2 fig., 4 fig. h. t. E. 22182. CDU 725.8.

Conformément aux recommandations faites par le Conseil International de Documentation du Bâtiment (C. I. D. B.), les analyses présentées dans la *Documentation Technique* comportent leur indexation suivant les notations de la Classification Décimale Universelle (CDU). Les analyses sont publiées dans la *Documentation Technique* dans l'ordre des rubriques de la classification, du système CORDONNIER, mise au point il y a quelques années pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

## C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

6-61. Manuel du Génie civil (Civil engineering handbook). CHURCH URQUHART (L.). Ed. : Mc Graw-Hill Book Co., Inc., Londres, G.-B. (1950), 3<sup>e</sup> éd., 1 vol., x + 1 002 p., nombr. fig., 2 fig. h. t., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-739 au chap. III « Bibliographie » de la D. T. 60. — E. 21707. CDU 690 (02).

Ca RÉSISTANCE  
DES MATÉRIAUX

7-61. Constructions en élévation. Exemples de calculs tirés de la pratique (Hochbaukonstruktionen Rechnungsbeispiele aus der Praxis). JOHN (R.). Ed. : Springer, Vienne, Autr. (1952), 1 vol., vii + 208 p., 228 fig. — Voir analyse détaillée B-741 au chap. III « Bibliographie » de la D. T. 60. — E. 21952. CDU 690.4 : 539.37 : 518.5 (02).

8-61. Influences dynamiques de charges roulant sans à-coups sur des poutres simplement appuyées (Dynamic influences of smoothly running loads on simply supported girders). HILLERBORG (A.). *Instn Brobygggnad* (Kungl. Tek. Höskolan), Suède (1951), Meddel. n° 4, 126 p., 64 fig., 12 réf. bibl. — B. J. ANDERSSON : Note sur un cas spécial, p. 127-130. E. 22396. CDU 539.37 : 690.237.22.

9-61. Contrainte critique de cisaillement des plaques rectangulaires avec renforts diagonaux (Kritische Schubspannung rechteckiger Platten mit Diagonalaussteifungen). KROMM (A.). *Stahlbau*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 177-184, 6 fig., 12 réf. bibl. E. 22257. CDU 691.413 : 539.386.

10-61. Sur la théorie de la déformation permanente et de la rupture. I. MALLET (Ch.). *Travaux*, Fr. (oct. 1952), n° 216, p. 487-490, 10 fig., 7 réf. bibl. — Rappel des formules de l'élasticité et de la représentation de Mohr; examen de divers critères du franchissement de l'état d'équilibre, notamment, celui de Mohr suivant lequel le franchissement se produit par glissement et le glissement maximum est fonction de la contrainte normale correspondante; prise en considération de la contrainte intermédiaire. E. 22135. CDU 539.3 : 539.424 : 518.5.

11-61. Calcul à la rupture des ossatures monodimensionnelles en régime élastoplastique (Sul calcolo a rottura delle strutture monodimensionali in regime elasto-plastico). FRANCIOSI (V.). *G. Genio civ.*, Ital. (juil.-août 1952), n° 7-8, p. 387-400, 17 fig., 10 réf. bibl. E. 22245. CDU 693.9 : 539.37.

## Cac n Procédés de calcul.

12-61. Calcul de cadres hyperstatiques multiples. Méthodes, exemples et tables. TAKABEYA, 206 p. + 2 p. dactylogr. en annexe, nombr. fig. (Traduit et commenté par P. QUONIAM). — I. Calcul des portiques orthogonaux avec charges verticales quelconques sur les poutres et charge horizontale concentrée à chaque nœud du poteau de gauche. La méthode adoptée est celle des déformations; formules fondamentales de l'équilibre d'une poutre isolée qui lient les déformations aux moments fléchissants. Un tableau détaillé récapitule les valeurs des moments aux extrémités d'une poutre encastrée dans de nombreux cas de charge. Équations des nœuds et des étages, formation des tables fondamentales des équations de détermination dans le cas des portiques symétriques chargés symétriquement et à bases encastrées ou articulées;

cas des portiques symétriques avec charges horizontales concentrées. Méthodes de résolution des équations élastiques par élimination ou par approximations successives. Des exemples de calculs traitent les cas d'un portique symétrique à quatre travées et deux étages, d'un portique symétrique à cinq travées et six étages (avec poteaux encastrés ou articulés à la base), d'un portique symétrique à trois travées et trois étages avec charges horizontales, d'un portique quelconque de deux travées et deux étages à charges verticales quelconques, portique symétrique de dix étages en forme de tour. Calcul des cadres fermés orthogonaux et symétriques avec charges extérieures ou intérieures uniformément réparties (réservoirs, silos, etc.). Mode d'établissement des équations de détermination, exemple d'application. II. Résumés synoptiques de moments pour portiques orthogonaux dont tous les éléments ont la même rigidité. Les tables sont au nombre de quatre-vingt-quinze et on en montre l'utilisation par des exemples. E. 21964. CDU 690.2 : 518.5.

13-61. Quelques applications de séries à des problèmes de stabilité élastique. KLITCHIEFF (J. M.). *Bull. tech. Suisse romande*, Suisse (18 oct. 1952), n° 21, p. 273-276, 8 fig. — On considère le flambage d'une barre comprimée reposant sur appuis élastiques et en mettant en compte le moment de flexion produit par les appuis élastiques on obtient une formule simple liant la force critique à la constante élastique des supports. Solution simple du système du flambage des plaques renforcées par des nervures. E. 22399. CDU 690.237.22 : 518.5.

14-61. Charges de rupture plastique pour les charpentes planes. II. (fin) (Plastic collapse loads for plane frames). NEAL (B. G.), SYMONDS (P. S.). *Engineer*, G.-B. (12 sep. 1952), vol. 194, n° 5042, p. 363-364, 3 fig. — Exemples d'application de l'étude des charpentes planes par la méthode plastique. Cette méthode conduit à des études plus rationnelles et plus économiques. La méthode est basée sur le calcul des charges pour lesquelles une structure se rompt par suite de déformations plastiques excessives. E. 21956. CDU 690.2 : 518.5.

15-61. Méthode de l'« Analogie de colonne » dans l'étude des poutres en arc. II (Column analogy methods in the solution of arched beams). MORSE (W.). *Civ. Engng*, G.-B. (oct. 1952), vol. 47, n° 556, p. 828-830, 13 fig. E. 22358. CDU 690.236 : 518.5.

16-61. Procédés d'approximation d'application générale pour le calcul des systèmes à haut degré d'indétermination statique. II. (fin) (Allgemeingültige Annäherungsverfahren zur Berechnung hochgradig statisch unbestimmter Systeme). STRICK (G.). *Stahlbau*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 192-196, 14 fig., 8 réf. bibl. E. 22257. CDU 518.5 : 690.2.

17-61. Diagrammes pour l'utilisation maximum de la résistance dans la théorie de la plasticité (Ausnutzungslinien als Darstellungsmittel in der Plastostatik). CRAEMER (H.); tiré à part de : *Ingr-Arch.*, All. (1952), vol. 20, n° 2, p. 129-135, 10 fig., 1 réf. bibl. E. 22338. CDU 518.5.

18-61. Calcul d'un système élastique continu constitué par des éléments exerçant une poussée sur des appuis intermédiaires déplaçables (Sul calcolo di un sistema elastico continuo costituito da elementi spingenti, ad appoggi intermedi scorrevoli). PAGANO (M.). *G. Genio civ.*, Ital. (juil.-août 1952), n° 7-8, p. 401-414, 20 fig. E. 22245. CDU 690.2 : 518.5.

19-61. La méthode de Cross accélérée. Procédés pour généraliser et faciliter l'application de la méthode de Cross dans le calcul des cadres plans par approximations successives afin d'en permettre l'application plus rapide à des cadres à nœuds fixes ou déplaçables. I. (Il metodo di Cross accelerato. Procedimenti di acceleramento e generalizzazione del metodo di Cross per il calcolo di telai piani per successive approssimazioni, tali da permetterne la più rapida applicazione a telai con nodi fissi e traslabili). CONTRI (L.). *G. Genio civ.*, Ital. (juil.-août 1952), n° 7-8, p. 440-445, 4 fig., 8 réf. bibl. E. 22245. CDU 693.9 : 518.5.

20-61. Lignes d'influence dans les poutres simples et les poutres symétriques à deux travées de ponts-routes (Summenflusswerte für den einfachen Balken und den symmetrischen Zweifeldträger für Strassenbrücken). SCHWEDA (F.). Ed. : Springer, Vienne, Autr. (1952), 1 vol., vi + 79 p., 48 fig. — Voir analyse détaillée B-740 au chap. III « Bibliographie » de la D. T. 60. — E. 21951. CDU 518.3 : 690.237.22 : 625.74 (02).

21-61. Détermination immédiate de lignes d'influence par le procédé des grandeurs de déformation (Unmittelbare Ermittlung von Einflusslinien mit dem Formänderungsgrößen-Verfahren). KLÖPPEL (K.). *Stahlbau*, All. (août 1952), n° 8, p. 132-136, 16 fig., 4 réf. bibl. — Possibilité de trouver la ligne d'influence relative à un point d'une poutre sans connaître préalablement les moments à l'extrémité de celle-ci, au moyen de la loi de Land qui répond à la théorie des systèmes statique indéterminés. Nombreux exemples de l'application de cette loi. E. 21700. CDU 690.237.22 : 518.3.

22-61. Tracé expérimental des déformées des structures linéaires et en treillis (Trazado experimental de deformadas de estructuras de barras). RICARDONI (J.). *Fac. Ingria* (Inst. Estática), Uruguay (mai 1952), n° 8, 22 p., 21 fig., 5 réf. bibl. E. 22337. CDU 693.9 : 518.3.

23-61. Table pour le calcul des moments (Tabla para el calculo de momentos). SBARZARINI (L.). *Ingenieria*, Argent. (juin 1952), n° 923, p. 160-161, 2 fig. — Pour les calculs statiques de constructions en bois, en acier ou en béton armé. E. 22278. CDU 518.5 : 690.4.

## Caf Essais et mesures.

24-61. Étude des rosettes d'extensomètres (Strain rosette analysis). FEALDMAN (H.). *Engineer*, G.-B. (12 sep. 1952), vol. 194, n° 5042, p. 341-342, 7 fig., 1 réf. bibl. E. 21956. CDU 620.17 : 681.208.

Ce MÉCANIQUE  
DES FLUIDES

25-61. Étude de l'usure d'une surface plane par un jet d'eau chargé de sable. ILGAZ (C.). *Houille Blanche*, Fr. (août-sep. 1952), n° 4, p. 554-566, 13 fig., 9 réf. bibl. (résumé anglais). E. 22506. CDU 532 : 539.375.6.

26-61. Les formules d'écoulement de l'hydraulique pratique. BLENCH (T.). *Houille Blanche*, Fr. (août-sep. 1952), n° 4, p. 591-613, 5 fig., 17 réf. bibl. (texte en français et en anglais). E. 22506. CDU 626.1 : 532.

27-61. L'écoulement critique dans les canaux à surface libre géométriquement semblables. KOVACIC (E.). *Houille Blanche*, Fr. (août-sep. 1952), n° 4, p. 614-616, 4 fig. (résumé anglais). E. 22506. CDU 626.1 : 532.



28-61. Dans quelle mesure peut-on négliger la variation de l'énergie cinétique dans l'intégration de l'équation du mouvement permanent? (Sulla trascurabilità della variazione dell'energia cinetica nella integrazione dell'equazione del moto permanente). MONCIARDINI (V.); *Energ. elettr.*, Ital. (sep. 1952), vol. 29, n° 9, p. 553-563, 17 fig., 10 réf. bibl. E. 22414. CDU 532 : 627.8.

## Gi GÉOPHYSIQUE

### Gib m Étude des sols.

29-61. Mesure des températures, de l'humidité et des potentiels électriques du sol sous un bâtiment à Vereeniging (The measurement of temperatures, moisture contents and electrical

potentials in the soil under a building at Vereeniging). VAN DEN HEEVER (L. L.); *Nation. Build. Res. Inst.*, Afr. S. (juin 1952), Bull. n° 8, p. 24-37, 11 fig., 9 réf. bibl. E. 22300. CDU 624.131.3 : 697.942.

30-61. Détermination de l'« Indice Californien » (C. B. R. : California Bearing Ratio) (Determinação do Índice Californiano). *Lab. Nacion. Engenharia civ.* (Minist. Obras Publ.), Portug. (1952). Especific. E 7, Série H-5, 10 p., 3 fig., 11 réf. bibl. — Mesure de la capacité portante des terrains. E. 22426. CDU 624.131.3.

31-61. Nature des sols sous-jacents aux fondations et sujets à soulèvement. Installations expérimentales sur le terrain à Vereeniging (The nature of heaving foundations : some experimental installations in the field at Leeuhoof, Vereeniging). STEYN (A. K.), COLLINS (L. E.); *Nation. Build. Res. Inst.*, Afr. S.

(juin 1952), Bull. n° 8, p. 14-23, 7 fig., 6 réf. bibl. — Description des méthodes utilisées pour des recherches effectuées sur le terrain en Afrique du Sud pour étudier le mécanisme du soulèvement dans des sols d'argile non saturée en dessous des bâtiments et pour mettre au point des méthodes destinées à éviter la fissuration des bâtiments construits sur ces sols. Ces recherches constitueront un travail considérable dont les résultats seront communiqués par la suite. E. 22300. CDU 624.131.4.

32-61. Emploi des extensomètres pour mesurer les pressions des ouvrages de fondation sur le plan de pose (Sull'impiego delle celle tensiometriche per la misura delle pressioni sul piano di posa delle opere di fondazione). CROCE (A.); *Energ. elettr.*, Ital. (août 1952), vol. 29, n° 8, p. 492-501, 9 fig., 9 réf. bibl. E. 22108. CDU 624.131 : 620.108.

## D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

33-61. Bâtiment et industrie. Quand la construction évolue. BALENCY-BEARN (A.); *Bâtir*, Fr. (sep. 1952), n° 24, p. 6-12, 10 fig. — Étude du caractère actuel de l'industrie du bâtiment. Caractères d'une industrie évoluée dont la base est la stabilité du poste de travail. Impératifs à respecter : unité de commandement, répétition en série, impératif de l'outil, parfaite définition de l'objet, ordre strict des opérations, qualité de la prévision, modes opératoires bien adaptés, qualité scientifique du contrôle, analyse des résultats. Conclusions. E. 22341. CDU 690.022 : 728.

34-61. Compte rendu des activités de la Section Britannique du Conseil Anglo-Américain de la Productivité (Final report of the Anglo-American council on productivity). *Anglo-American Council. Productiv.*, U. S. A. (sep. 1952), 40 p., 4 fig. — E. 22395. CDU 690 (02).

35-61. Manuel de l'inspecteur des travaux (Chap. XXXVI et XXXVII) (Manual del inspector de obras). SANTOS ROSSELL (C.); *Rev. Obras Sanit. Nación*, Argent. (juil.-août 1952), t. 31, n° 146, p. 52-62, 2 fig., réf. bibl. E. 22161. CDU 690 (02).

### Dab MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

36-61. Les travaux de la « Réunion internationale des Laboratoires » à La Haye. *Monit. Trav. publ. Bâtim.*, Fr. (4 oct. 1952), n° 40, p. 16-17. — Analyse d'études présentées à la Réunion des Laboratoires et relatives aux liants hydrauliques, au béton, au béton armé, aux aciers à béton armé, aux enduits et mortiers. E. 22191. CDU 691 : 620.1 (061.3).

### Dab j Matériaux métalliques.

37-61. Limites de fluage et de relaxation des aciers à la température ordinaire. CAMRUS (F.); *Bull. Réunion Labor. Essais Rech. Matér. Constr.*, Fr. (sep. 1952), n° 10, p. 39-63, 9 fig. h. t., 10 réf. bibl. E. 22166. CDU 691.7 : 539.3.

38-61. La métallurgie du soudage des aciers austénitiques ou chrome-nickel (The metallurgy of welding of austenitic chromium-nickel steel). KEATING (F. H.); *Ingenieur. Pays-Bas* (3 oct. 1952), n° 40, p. W. 71-W. 81, 25 fig. E. 22196. CDU 621.791 : 691.71.

39-61. Flexion et torsion combinées des poutres en I de section transversale monosymétrique (Combined bending and torsion of I beams of monosymmetrical Cross section).

PETTERSSON (O.); *Royal Inst. Technol.* (Div. Build. Stat. Struct. Engng), Suède (1952), Bull. n° 10, 260 p., nombr. fig., réf. bibl. — Théorie non linéaire tenant compte du risque de flambement latéral. La loi de superposition n'est pas valable dans le cas de torsion et de flexion combinées, car le risque de flambement latéral provoque un accroissement de contraintes. Démonstration de formules de base de forme générale pour la flexion et la torsion combinées de poutres en I de section transversale monosymétrique. Exposé d'une méthode de calcul approché de ces poutres, susceptible d'être appliquée à des cas de chargement relativement complexes. E. 20385. CDU 691.71 : 539.3 : 518.5.

40-61. La façade en aluminium du Palais de la Métallurgie de la foire de Liège. *Rev. Alumin.*, Fr. (sep. 1952), n° 191, p. 332-333, 4 fig. (résumés anglais et espagnol). E. 22256. CDU 727.6 : 693.6 : 691.77.

41-61. Applications de l'aluminium à la construction civile (Aplicações do alumínio na construção civil). GOMES (R. J.); *Lab. Engenharia civil* (Minist. Obras Publ.); Portug. (juil. 1952), C. I. T., n° 7, série B-4, 14 p., 2 fig. E. 22430. CDU 691.77.

### Dab l Matériaux rocheux. Pierres.

42-61. Caractéristiques du Tuffeau utilisé dans la construction [De maastrichtse mergelsteen (Tufkrijtsteen)]. *Soc. Nation. Habit. Logements bon Marché*, Belg. (1951), B-9, n° 14, en français : 2 p., en flamand : 2 p. E. 22435. CDU 691.2 : 693.1.

43-61. La résistance à la compression des pierres naturelles (Die Druckfestigkeit von Naturgesteinen). BREYER (H.); *Österr. Bauztg.*, Antr. (27 sep. 1952), n° 39, p. 5-8, 2 fig. E. 22137. CDU 691.2 : 690.46.

44-61. Contributions à l'étude géologique de la Suisse. II : Comportement des pierres de construction sous l'influence des intempéries en Suisse (Beiträge zur Geologie der Schweiz. II : Verhalten der Bausteine gegen Witterungseinflüsse in der Schweiz). QUERVAIN (F. de), JENNY (V.); *Schweiz. Geotech. Kommis.*, Suisse (1951), *Geotech. ser.* 30, n° 178, 66 p., 110 fig. — Cet ouvrage traite de l'imprégnation des pierres de construction au moyen de sulfate de soude et des essais effectués à la suite de cette imprégnation dans diverses conditions. Étude pétrographique des pierres soumises à ces essais. E. 21740. CDU 691.1 : 620.191.7 : 699.8.

### Dab le Liants. Chaux. Plâtre. Ciments.

45-61. Industrie des chaux et ciments. Rapport du voyage d'études effectué aux États-Unis du 6 Juin au 12 Juillet 1951 par la mission de productivité. *Ass. Fr. Accroissement Productiv. Comit. Nation. Productiv.*, Fr., 66 p., 10 fig. E. 22359. CDU 691.5 : 725.4.

46-61. Les chaux pour la construction (Building limes). *Build. Res. Stn Dig.*, G.-B. (sep. 1952), n° 46, 4 p. — E. 22195. CDU 691.51.

47-61. Emploi du ciment de laitier dans la construction des égouts et des collecteurs dans les villes (Verwendung von Sulfat-Hüttenzement im städtischen Kanalbau). STENGEL (Fr.); *Wasservirtschaft*, All. (oct. 1952), n° 1, p. 13-15, 9 fig. E. 22460. CDU 691.54 : 628.3.

48-61. Étude d'un essai normal des ciments. *Bull. Réunion Labor. Essais Rech. Matér. Constr.*, Fr. (sep. 1952), n° 10, p. 24-35, 1 fig., 38 fig. h. t. E. 22216. CDU 691.54 : 620.1.

49-61. Modifications diélectriques des pâtes de ciment pendant la prise (Modificaciones dieléctricas de las pastas de cemento durante el proceso de fraguado). TOBIO (J. M.); *Inform. Constr.* (Inst. tec. Constr. Cemento), Esp. (août-sep. 1952), n° 43, p. 611.7/1-611.7/6, 10 fig. E. 22091. CDU 691.54 : 691.322.

### Dab lel s Agglomérés.

50-61. Blocs de béton léger à parements de terre cuite (Blokken in licht beton met dagvlak in gebakken aarde). *Soc. Nation. Habit. Logements bon Marché*, Belg. (1951), B-9, n° 15, en français : 1 p., en flamand : 1 p. E. 22436. CDU 691.3 : 693.54.

51-61. L'amiante-ciment. CATALOGNE (R. de); *Monit. Trav. Publ. Bâtim.*, Fr. (4 oct. 1952), n° 40, p. 19, 21, 23, 2 fig. — Étude de l'amiante-ciment. Gisements du minerai d'amiante; extraction et préparation du minerai; fabrication de l'amiante-ciment. Propriétés physiques, mécaniques, thermiques, etc. Utilisation dans la construction : plaques, ardoises, tuyaux, produits moulés, décoration et protection dans le bâtiment, revêtements de sol. E. 22191. CDU 691.328.5 : 690.2.

52-61. Produits en ciment d'amiante (Asbestzementwaren). EBERLE (K.); *Bauwirtschaft*, All. (27 sep. 1952), n° 38-39, p. 892-896, 20 fig. E. 22110. CDU 691.328.5.

## Dab lem r Briques. Tuiles. Poteries.

53-61. Instructions pour l'emploi le plus avantageux des briques (Using bricks to best advantage). M. O. W. Economy Memor., G.-B. (oct. 1952), nouv. sér. n° 3, 2 p. E. 22484. CDU 691.421.

54-61. La brique en T Rasselsteiner dans la pratique et aux essais (Rasselsteiner T-Stein in Praxis und Erprobung). Bauwirtschaft, All. (4 oct. 1952), n° 40, p. 932-933, 2 fig. E. 22187. CDU 691.4.

## Dab len Verres.

55-61. Le verre et ses applications. JEAN-ZAC (H.); Rev. Génie Milit., Fr. (juil.-août 1952), t. 85, p. 315-336, 6 fig., 6 réf. bibl. — Propriétés, fabrication, applications, notamment dans le bâtiment : construction, pavés, briques, dalles, glaces, etc. E. 22290. CDU 691.6 : 698.3.

## Dab m Bois et matériaux à base de bois.

56-61. Principaux aspects du problème de la protection des bois, en particulier contre l'« Hylotrupes bajulus » (Capricorne des maisons (Principais aspectos do problema da protecção das madeiras, em especial contra o « Hylotrupes bajulus »). MATEUS (T.J.E.); Lab. Engenharia Civ. (Minist. Obras Publ.). Portug. (1952), Publ. n° 20, 70 p., 47 fig., réf. bibl. (résumés français et anglais). — Facteurs ayant une influence sur le développement des insectes xylophages dans les bois de pin utilisés dans le bâtiment au Portugal (période d'abatage, âge de l'arbre, écorçage tardif, conditions de séchage, d'emménagement, humidité des locaux). Dégâts provoqués par le Capricorne des maisons (Hylotrupes bajulus) description de l'insecte et de son habitat. Traitements antiseptiques (gaz cyanhydrique). Clauses à insérer dans les Cahiers des charges. E. 22423. CDU 691.11 : 620.193.86 : 699.8.

57-61. Ennemis végétaux et animaux des bois de construction et moyen de lutter contre eux (Pflanzliche und tierische Bauholzschädlinge und ihre Bekämpfung). ZIMMERMANN (W. A.); Bauwirtschaft, All. (27 sep. 1952), n° 38-39, p. 899-901, 4 fig. E. 22110. CDU 691.11 : 620.197.

58-61. Les séchoirs à bois à température et humidité élevées. MATHIEU (H.); Menuisier Fr., Fr. (oct. 1952), n° 58, p. 5-7, 5 fig., 3 réf. bibl. — Description et avantages de nouveaux séchoirs fonctionnant à des températures de l'ordre de 100° C (marque Hildebrand HD 75, Unic système Zech, etc.). E. 22174. CDU 691.11 : 620.197 : 648.3.

## Dac PEINTURES. PIGMENTS. VERNIS. PRODUITS ANNEXES

59-61. La lanoline dans l'industrie des vernis, peintures et préparations assimilées. Peint. Pigm., Vernis, Fr. (oct. 1952), vol. 28, n° 10, p. 687-689. E. 22352. CDU 667.6 : 691.57.

60-61. La peinture au silicate. Son objet, sa mise en œuvre. PREVOUT (B.); Manuel gén. Peint., Fr. (sep.-oct. 1952), n° 64, p. 336-338. E. 22255. CDU 691.57.

61-61. L'attaque des films de peinture par les végétations cryptogamiques. MAUREL (A.); Manuel Gén. Peint., Fr. (sep.-oct. 1952), n° 64, p. 334-335. E. 22255. CDU 691.57 : 620.193.82.

62-61. Peintures anti-acides, anti-alcalis. I. WALLON (J.); Bâtir, Fr. (sep. 1952), n° 24, p. 19-21, 3 fig. — Protection des métaux ferreux : préparation des surfaces avant peinture, choix et application des couches primaires

(chromate de zinc, minium de plomb, cyanamide de plomb, brai de houille). Protection des métaux non ferreux, du ciment, du plâtre et du bois. E. 22341. CDU 691.57 : 691.7 : 620.19 : 699.8.

## Daf SÉCURITÉ DES CONSTRUCTIONS

### Daf 1 Corrosion.

63-61. L'érosion et la corrosion des structures maritimes (Erosion and corrosion on marine structures). SCHAUFLE (H. J.); Dock Harbour Author., G.-B. (sep. 1952), vol. 33, n° 383, p. 151-154, 16 fig., 1 réf. bibl. — Résumé des observations portant sur une expérience de vingt années sur les avaries constatées en Californie sur les ouvrages exposés à l'eau de mer. Ouvrages en bois, ouvrages en béton; méthodes préconisées pour la protection de ces ouvrages. Matériaux à employer pour limiter ou éviter les dégâts. E. 21977. CDU 627.2 : 620.193 : 699.8.

64-61. La lutte contre les lichens, les moisissures et parasites analogues sur les matériaux de construction (The control of lichens, moulds and similar growths on building materials). B. R. S. Dig., G.-B. (oct. 1952), n° 47, 4 p., 1 fig. E. 22504. CDU 620.193.8 : 699.8.

### Daf m Stabilité des constructions.

65-61. Répartition des coefficients de sécurité dans des éléments en béton armé et en béton précontraint (Distribucion de coeficientes de seguridad en piezas de hormigon armado y hormigon pretensado). PAEZ (A.); Inform. Constr. (Inst. tec. Constr. Cemento), Esp. (août-sep. 1952), n° 43, p. 450.1/1-450.1/6, 4 fig., 1 réf. bibl. E. 22091. CDU 693.55 : 518.5.

## Deb INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIE

### Deb ja Consolidation du sol. Assèchement. Drainage.

66-61. Stabilisation des sols d'infrastructure ou des chaussées (Stabilization of soil bases). STOKSTAD (O. L.); Amer. Road Build. Ass., U. S. A. (1948), Tech. Bull. n° 149, 5 p., 6 fig., 1 réf. bibl. E. 22500. CDU 624.138 : 625.731.

67-61. Rapport du Comité sur les routes stabilisées au goudron (Report of Committee on tar stabilized roads). Amer. Road Build. Ass., U. S. A. (1946), Tech. Bull., n° 104, 29 p., 22 fig. E. 22508. CDU 624.138 : 625.731.

68-61. Rapport du Comité sur la stabilisation du sol par le chlorure de calcium (Report of Committee on calcium chloride soil stabilization). Amer. Road Build. Ass., U. S. A. (1948), Tech. Bull. n° 127, 28 p., 17 fig. E. 22498. CDU 624.138 : 625.731.

69-61. Stabilisation du sol par le ciment (Soil-cement stabilization). Amer. Road Build. Ass., U. S. A. (1948), Tech. Bull. n° 137, 31 p., 27 fig. Rapport du Comité. E. 22502. CDU 624.138 : 691.54 : 625.731.

70-61. Rapport du Comité sur la stabilisation du sol par une émulsion d'asphalte (Report of Committee asphalt emulsion soil stabilization). Amer. Road Build. Ass., U. S. A. (1948), Tech. Bull. n° 138, 16 p., 16 fig., 7 réf. bibl. E. 22501. CDU 624.138 : 691.161 : 625.731.

71-61. Rapport du Comité sur la stabilisation du sol par la chaux (Report of Committee

lime-soil stabilization). Amer. Road Build. Ass., U. S. A. (1948), Tech. Bull. n° 147, 12 p., 9 fig., 19 réf. bibl. E. 22499. CDU 624.138 : 691.51 : 625.731.

72-61. Compactage du sol par secousses (Verdichten des Bodens durch Rütteln). NEIDMAN (M.); Bauplan.-Bautech., All. (mai 1952), n° 8, p. 202-205, 8 fig., 1 réf. bibl. E. 21734. CDU 624.138.

73-61. Contribution à l'étude de rabattement des nappes aquifères. II. CAMBEFORT (H.); Travaux, Fr. (oct. 1952), n° 216, p. 491-495, 13 fig., 4 réf. bibl. — Nouveaux aspects des rabattements : influence des rivières sur l'écoulement des nappes aquifères, écoulement de la nappe dans un canal à parois verticales, rabattement dans une nappe d'épaisseur infinie, rabattement à proximité d'un fond étanche. E. 22135. CDU 631.6.

### Deb ji Fondations.

74-61. Constructions cellulaires en palplanches plates. DESCANS (L.); Ossature métal., Belg. (oct. 1952), n° 10, p. 489-497, 19 fig. — Description de diverses constructions en palplanches plates. Ducs d'Albe. Fondations de colonnes. Postes d'accostage. Batardeaux cellulaires. Différents profils de palplanches employées. Mode de calcul des ouvrages. E. 22185. CDU 624.15 : 693.97.

### Deb li Bétons.

75-61. Construction en béton préfabriqué et application de cette méthode dans les immeubles d'habitation et les bâtiments industriels (Monterbare betonelementer saerlig med henblik paa bolig- og industribyggeri). LARSEN (R. A.); Betong, Suède (1952), n° 3, p. 151-166, 9 fig. (résumé anglais). E. 22355. CDU 693.54 : 728 : 725.4.

76-61. Le béton pour le bâtiment. Différentes méthodes de fabrication et de distribution (Betongen till bygget. Olika metoder för tillverkning och distribution). BJURSTEN (G.); Betong, Suède (1952), n° 3, p. 219-234, 10 fig., 5 réf. bibl. (résumé anglais). E. 22355. CDU 691.328.

77-61. L'effet de la conservation dans l'eau saturée de chaux sur la résistance d'un béton. BLAKEY (F. A.); Bull. Réunion Labor. Essais Rech. Matér. Constr., Fr. (sep. 1952), n° 10, p. 13-21, 4 fig., 2 fig. h. t., 3 réf. bibl. E. 22216. CDU 691.32 : 620.1.

78-61. Une nouvelle méthode de mesure de la résistance des bétons mis en place. ROISIN (V.), SARIBAN (A.), ZACZEK (S.); Sci. Tech., Belg. (1952), n° 5-6, p. 95-98, 8 fig. — Description du scléromètre à béton dont le principe consiste à mesurer le rebondissement d'une masse métallique projetée contre le béton. Étude expérimentale de l'appareil et conclusions. E. 22109. CDU 691.32 : 620.105.

79-61. Essai du béton sur le chantier (Betongkontroll paa byggeplassen). THAULOW (S.); Betong, Suède (1952), n° 3, p. 187-218, 20 fig., 43 réf. bibl. (résumé anglais). E. 22355. CDU 691.328 : 620.1.

80-61. Études sur la réaction entre le ciment et l'agrégat. XX. Corrélation entre la formation des fissures et l'expansion du mortier (Studies in cement-aggregate reaction. XX : The correlation between crack development and expansion of mortar). MCGOWAN (J. K.), VIVIAN (H. E.); Austral. J. appl. Sci., Austral. (sep. 1952), vol. 3, n° 3, p. 228-232, 3 fig., 5 réf. bibl. E. 22189. CDU 691.328 : 539.37.

81-61. Ciment (et béton) pour les immeubles d'habitation et les bâtiments de petites dimensions (Cement for housing and small scale building). M. O. W. Economy Memor., G.-B. (oct. 1952), n° 1, nouv. séries, 3 p. E. 22432. CDU 691.54 : 691.328.



82-61. Ciment (et béton) pour l'industrie et les bâtiments de grandes dimensions (Cement for engineering and large scale building). M. O. W. *Economy Memor.*, G.-B. (oct. 1952), n° 2, nouv. séries, 3 p. E. 22433.

CDU 691.54 : 691.328.

83-61. Résultats des recherches sur le ciment Portland et le béton correspondant (Benefits of research in Portland cement and concrete). *Indian Concr. J.*, Inde (15 sep. 1952), vol. 26, n° 9, p. 249-251, 7 fig. — Etude sur les réactions entre le ciment et les agrégats et sur l'entraînement de l'air dans le béton. E. 22409.

CDU 691.328.

84-61. Analyse du phénomène de « pseudo-solidification » du béton frais. LEVIANT (I.); *Rev. Mat. Constr.*, Ed. « C », Fr. (oct. 1952), n° 445, p. 272-274. E. 22445.

CDU 591.328.

85-61. Remarque sur l'influence du fluage et du retrait du béton des piles sur la pression d'appui des poutres principales continues de pont en acier (Bemerkung über den Einfluss des Kriechens und Schwindens des Pfeilerbetons auf die Stützdrucke durchlaufender stählerner Brückenhauptträger). HABEL (A.); *Stahlbau*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 189-190, 1 fig., 2 réf. bibl. E. 22257.

CDU 691.328 : 539.37 : 624.27.

86-61. Sur l'utilisation des ciments dans les travaux à l'extérieur (Sull'impiego dei cementi nelle opere destinate all'aperto). FERRARI (F.); *Cemento*, Ital. (août 1951), n° 8, p. 332-335, 19 réf. bibl. — Action utile d'une addition de bentonite sur l'ouvrabilité et les résistances des bétons et du chlorure de calcium comme agent hygroscopique. E. 17644.

CDU 693.552.7.

87-61. Le pompage du béton (Pumped concrete). SARKARIA (G. S.); *Indian Concr. J.*, Inde (15 août 1952), vol. 26, n° 8, p. 220-222, 4 fig., 3 réf. bibl. E. 22171.

CDU 691.328 : 621.65.

88-61. Béton résistant aux acides (Acid-resisting concrete). *Concr. Build. Concr. Prod.*, G.-B. (oct. 1952), vol. 27, n° 10, p. 209. — Traitement pour produits préfabriqués. E. 22176.

CDU 620.19 : 699.8 : 691.328.

89-61. Application des radiations infrarouges à la prise et au durcissement du ciment et du béton (La aplicación de las radiaciones infrarrojas al fraguado y endurecimiento del cemento y del hormigón). FERRER MALUQUER (J. M.); *Cemento hormigón*, Esp. (oct. 1952), n° 223, p. 345-347. E. 22493.

CDU 691.328.

90-61. Une silicone soluble dans l'eau confère l'imperméabilité à l'eau au béton. *Usine nouv.*, Fr. (23 oct. 1952), n° 43, p. 31. (Tiré de « Chem. Engng News », U. S. A., 30 juin 1952). E. 22465.

CDU 691.328 : 699.82 : 678.7.

91-61. Béton vibré. II. (fin) (Vibrated concrete). STEWART (D. A.); *Civ. Engng*, G.-B. (oct. 1952), vol. 47, n° 556, p. 835-838, 7 fig. E. 22358.

CDU 693.556.4.

92-61. La consistance du béton vibré (Die Konsistenz von Rüttelbeton). SCHÄFFTER (W.); *Strassen-Tiefbau*, All. (sep. 1952), n° 9, p. 265-266, 1 fig., 2 réf. bibl. E. 22186.

CDU 693.556.4.

93-61. Le traitement après prise du mortier et du béton à la vapeur sous faible pression (Low-pressure steam curing of mortar and concrete). SAUL (A. G.); *Constr. Rev.*, Austral. (jan. 1952), vol. 24, n° 9, p. 25-27, 3 fig., 5 réf. bibl. — Analysant quelques résultats d'expériences diverses et constatant que les expérimentateurs présentent des conclusions peu concordantes sur la conduite du traitement du béton par la chaleur, l'auteur essaie de remettre en accord des résultats apparemment contradictoires. S'appuyant ensuite sur des expériences personnelles sur trois catégories de ciment et deux valeurs du rapport eau/ciment, il fait ressortir par des graphiques l'influence du délai de commencement du traitement après ma-

laxage, des vitesses de chauffage et de refroidissement, de la durée du traitement, des températures. E. 22497. Trad. I. T. 341, 7 p. CDU 691.328.

94-61. Où en est l'emploi du Vacuum Concrete? *Monit. Trav. Publ. Bâtim.*, Fr. (4 oct. 1952), n° 40, p. 23, 25. — Applications en France du procédé « Vacuum Concrete ». Dalles de revêtement à Ottmarsheim et Donzère-Mondragon. Possibilité de décofrage rapide (exemples). Domaines d'application et matériel à utiliser. E. 22191.

CDU 693.6 : 693.54 : 627.8.

95-61. La connaissance des plastifiants du béton (Die Kenntnis der Betonplastifikatoren). VIERHELLER (H.); *Oesterr. Bauztg*, Autr. (4 oct. 1952), n° 40, p. 5, 3 réf. bibl. E. 22246.

CDU 693.552.7.

96-61. Deux importants exposés sur les bétons légers. I. *Bâtiment*, Fr. (18 oct. 1952), n° 42, p. 10-11, 3 fig. — Analyse de deux exposés présentés lors de la Foire de Metz. Dans l'un M. CHERDEVILLE fait un tour d'horizon des diverses catégories de béton léger. Dans l'autre M. LE LAN montre la mise en route de la fabrication du béton Durox, béton-gaz exécuté d'après les méthodes suédoises au moyen des cendres volantes, résidu des centrales thermiques. Il détaille les phases de fabrication et indique les qualités caractéristiques du Durox. E. 22376.

CDU 691.328.

97-61. Propriétés et usages des bétons légers d'éclume de scories (The properties and uses of lightweight foamed slag concretes). STUTTERHEIM (N.); *Nation. Build. Res. Inst.*, Afr. S. (juin 1952), Bull n° 8, p. 7-13, 4 fig. — Densité, résistance, conditions de vieillissement, recommandations pour malaxage et traitement, etc., pour divers mélanges. E. 22300.

CDU 691.328 : 691.322.55.

98-61. Application pratique du béton de débris dans la construction des hôpitaux (Praktische Anwendung des Schüttauverfahrens beim Krankenhausbau). WEBER (K.); *Bauwirtschaft*, All. (15 oct. 1952), n° 41, p. 950, 955, 6 fig. E. 22386.

CDU 691.328 : 725.51.

99-61. Béton de débris, particulièrement avec emploi de laitier de haut fourneau (Schüttbeton, unter besonderer Berücksichtigung der Verwendung von Hüttenbins). BATTENFELD (H.); *Bauwirtschaft*, All. (27 sep. 1952), n° 38-39, p. 902-903, 5 fig. E. 22110.

CDU 691.328 : 691.322.55.

100-61. Béton à air oculus (Hormigón a aire incorporado). BERTREN (V. de); *Ingenieria*, Argent. (juin 1952), n° 923, p. 171-173, 1 fig. — E. 22278.

CDU 691.328.

## Deb m Maçonnerie.

101-61. L'art de la construction en briques en Allemagne à l'heure actuelle (Die deutsche Ziegelbankunst der Neuzeit). WACHSMUTH (F.); *Ziegelindustrie*, All. (2 août 1952), n° 16, p. 591-598, 12 fig., 1 réf. bibl. — Historique de la construction en briques depuis le Moyen âge jusqu'à l'emploi du béton armé. Application de la brique dans la construction moderne en Allemagne, non plus à titre de support et de soutien, mais en tant que matériau susceptible de réaliser des motifs architecturaux. E. 21702

CDU 693.2 : 691.421 : 720.1.

102-61. Augmentation du rendement dans les travaux de maçonnerie par une meilleure technique (Leistungssteigerung durch verbesserte Arbeitstechnik bei Maurerarbeiten). SCHÖNEFELD (H.); *Bauwirtschaft*, All. (6 sep. 1952), n° 36, p. 825-832, 834, 9 fig., 7 réf. bibl. — Moyens d'accroître le rendement et les limites de cet accroissement; organisation des chantiers et normalisation de l'outillage dans le cas de la pose de briques massives qu'on peut manier d'une seule main; procédés d'exécution. Effets de ces mesures sur le rendement

dans les constructions en briques de plus grand format et en briques qui ne peuvent être maniées qu'avec les deux mains. Rapport entre le rendement du maçon et les frais de construction. E. 21938.

CDU 693.2 : 690.022.

103-61. Dimensions optima des briques et des blocs (Hvilken murstens- og blokstørrelse krever mindst arbejdstid ved opmuringen?). PLUM (N. M.), WARRIS (B.); *Stat. Byggeforskningsinst.*, Danm. (1952), Stud. n° 9, 21 p., 2 fig., 11 fig. h. t., 1 pl. h. t., 20 réf. bibl. (résumé anglais). — Étude théorique effectuée par l'Institut national danois de Recherche du Bâtiment sur le rapport entre les dimensions des briques et la facilité de leur pose. Blocs maniés à deux mains, briques maniées à une seule main, pose du mortier et des briques. Conclusion sur les dimensions optima à employer. E. 21755.

CDU 693.2 : 691.421 : 690.022.

## Deb mo Enduits. Revêtements.

104-61. Revêtements de façades en dalles de béton (Betonstein-Fassadenverkleidungen). VETTER (A.); *Betonst. Ztg.*, All. (août 1952), n° 8, p. 289-294, 18 fig. (résumés français et anglais). — Divers procédés du revêtement des façades en plaques de béton et en particulier modes de fixation des plaques et systèmes de fixation employés; étude de ces plaques et leur armaturage. Nécessité de réserver des joints de dilatation et leur réalisation. Préparation des plaques, leur fabrication et leur pose. E. 21705.

CDU 693.6 : 690.22 : 691.328.

105-61. Le procédé « Trautsch » pour l'application des enduits à la machine (Das Maschinenputzverfahren Trautsch). SCHÖNEFELD (H.); *Bauwirtschaft*, All. (4 oct. 1952), n° 40, p. 928-932, 9 fig., 2 réf. bibl. — Prix de revient des enduits à l'intérieur et à l'extérieur. Conditions de l'introduction, dans le bâtiment, des machines pour application des enduits. Procédé « Trautsch », qui utilise deux appareils, l'un pour projeter l'enduit, l'autre pour le lisser. Comparaison du travail à la main et du travail à la machine. L'application du procédé « Trautsch » permet de réaliser pour l'enduit intérieur une réduction sur le prix de revient qui peut atteindre 30 %. E. 22187.

CDU 693.625.

106-61. Pose d'un revêtement d'asphalte pour protéger la pente raide d'un talus (Lay asphalt pavement to protect steep levee slope). WHITE (E. D.); *Constr. Methods*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 34, n° 10, p. 88-89, 92, 94, 97, 7 fig. E. 22475.

CDU 693.625 : 691.161 : 624.134.

107-61. Recherches sur le goudron et le bitume et leur miscibilité à l'aide de pellicules minces d'eau superficielle. I. (Untersuchungen über Teer und Bitumen und deren Mischbarkeit mit Hilfe von dünnen Filmen auf Wasser-oberflächen). LETTERS (K.); *Bitum.-Teere-Asph.-Pecher ver.-Stoffe*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 258-261, 3 fig., 13 réf. bibl. E. 22495.

CDU 625.85 : 691.161 : 693.625.

108-61. Progrès anglais relatifs aux émulsions bitumineuses (Englische Forschungsarbeiten über Bitumenemulsionen). BIERHALTER (W.); *Bitum.-Teere-Asph.-Pecher ver.-Stoffe*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 261-264, 2 fig., 5 réf. bibl. E. 22495.

CDU 625.85 : 691.161 : 693.625.

109-61. Le carreau de ciment et de mosaïque de marbre (De cement-en marmarmozaïektegels). *Soc. Nation. Habit. Logements bon Marché*, Belg. (1951), B-10, n° 26, en français : 3 p., en flamand : 3 p. E. 22441.

CDU 693.7 : 729.7.

110-61. Béton poreux élastique pour la fabrication de carrelage (Elastischer Luftporenbeton zur Estrichherstellung). SCHÜTZ (W.); *Bauwirtschaft*, All. (27 sep. 1952), n° 38-39, p. 904, 1 fig. E. 22110.

CDU 729.69 : 693.54.



111-61. Exécution des « Marmorites » (Execução de Marmorites). *Lab. Nacion. Engenharia civ.* (Minist. Obras Publ.), Portug. (1952), Especific. E 5, série D-4, 12 p., 11 réf. bibl. — Revêtements de finition formés d'un agglomérant hydraulique et d'une matière inerte, granulaire ou non et qui sont ensuite lavés, dégrossis ou polis. E. 22424. CDU 729.69.

112-61. Pose de carreaux céramiques et des carrelages (Assentamento de azulejos e ladrilhos). *Lab. Nacion. Engenharia civ.* (Minist. Obras Publ.), Portug. (1952), Especific. E 6, série D-4, 12 p., 9 réf. bibl. E. 22425. CDU 729.69 : 691.4.

## Deb ne Béton armé.

113-61. Précisions sur le calcul du béton armé (Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen). GEHLER (W.), PALEN (Ch.); Ed.: Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, All., Lange, Maxwell and Springer, Ltd, Londres, G.-B. (1952), 6<sup>e</sup> édit., 1 vol., xvi + 312 p., 111 fig., nombr. réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-742 au chap. III « Bibliographie » de la D. T. 60. — E. 21809.

CDU 693.55 : 518.5 (02).

114-61. Le calcul des poutres en béton armé au moyen du procédé « n » (Die « n-freie » Berechnung von Stahlbetonbalken). GAEDE (K.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (août 1952), n° 8, p. 181-183, 5 fig., 7 réf. bibl. — K. B. HABERSTOCK a proposé plusieurs procédés de calcul fondés, soit sur la théorie des déformations, soit sur celle de la plasticité, soit sur celle, empirique, de la flexion. Examen des objections faites à l'emploi de la distribution rectangulaire des contraintes, du choix du procédé de calcul le plus efficace et de l'inefficacité de trop nombreuses armatures. E. 21704.

CDU 690.237.22 : 693.55 : 518.5.

115-61. Calcul nomographique de la section rectangulaire du béton armé selon la méthode anélastique (Calculo nomografico de la seccion rectangular de hormigon armado segun el metodo anelastico). URCELAY (J. M.); *Inform. Constr.* (Inst. tec. Constr. Cemento), Esp. (août-sep. 1952), n° 43, p. 452.6/1-452.6/6, 8 fig. E. 22091. CDU 693.55 : 518.3.

116-61. Ce qu'il y a de bien et de mal dans la construction en béton (Verkeerd en goed in de betonbouw). SCHARROO (P. W.); *Cement Beton*, Pays-Bas (juin 1952), n° 17-18, p. 292-293, 2 fig. — Fautes qui sont faites en pratique au cours de l'exécution de constructions en béton. E. 20813. CDU 691.328 : 693.55.

117-61. Le coefficient de sécurité des constructions en béton armé (De veiligheidscoëfficiënt bij gewapend-betonconstructies). KELLERMANN (L.); *Cement Beton*, Pays-Bas (août 1952), n° 19-20, p. 321-323, 1 fig., 9 réf. bibl. E. 22297. CDU 693.55 : 539.37.

118-61. Comparaison des normes de béton armé de différents pays (En sammenligning af jernbetonnormer i forskellige lande). LARSEN (A.); *Beton Jernbeton*, Danm. (juil. 1952), n° 3, p. 73-108. E. 21456. CDU 693.55 : 331.14.

119-61. Contraintes admissibles pour les barres d'acier dans le béton armé (Tillatna paakänningar hos armeringstaal). KUUSKOSKI (V.); *Betong*, Suède (1952), n° 3, p. 167-186, 17 fig., 10 réf. bibl. (résumé anglais). E. 22355. CDU 691.328 : 691.71 : 539.3.

120-61. Le soudage des aciers « Tor » I, II, III (fin) (Die Schweissung von Torstäben). SORETZ (S.), TINTI (R.); *Z. österr. Ingr.-Architekten-Ver.*, Autr. (3 août 1952), n° 15-16, p. 138-143, 8 fig.; (3 sep. 1952), n° 17-18, p. 156-160, 19 fig., 2 réf. bibl.; (3 oct. 1952), n° 19-20, p. 172-179, 15 fig. — Importance des armatures de grandes longueurs dans le béton armé. Réalisation du soudage des aciers à béton « Tor » par le procédé Pucher. Essais effectués sur les soudures et utilisation des

résultats de ces essais. E. 21686, 21786, 22259. CDU 691.328 : 691.71 : 621.791.

121-61. Extension de l'emploi des ciments pouzzolaniques de Portland pour la construction en béton banché. I. IL. (fin) (Development of Portland, pozzuolana cements for mass concrete construction). HOON (R. C.); *Indian Concr. J.*, Inde (15 août 1952), vol. 26, n° 8, p. 225-231, 10 fig., 10 fig. h. t.; (15 sep. 1952), vol. 26, n° 9, p. 252-258, 275, 13 fig., 15 réf. bibl. E. 22171, 22409. CDU 691.328 : 691.54.

## Deb ni Béton précontraint.

122-61. L'évolution de la précontrainte du béton armé au cours de la reconstruction des ouvrages d'art du Nord et du Pas-de-Calais. XII. DUMAS (F.); *Travaux*, Fr. (oct. 1952), n° 216, p. 479-486, 23 fig. — Reconstruction en béton précontraint du pont de Nieppe (33,05 m) comportant neuf poutres construites à terre et déplacées latéralement sur billes de fonte, verticalement par vérins et longitudinalement sur diplotrys, puis lancées sur une passerelle de service. E. 22135. CDU 624.27 : 693.57.

123-61. Céramique et béton précontraint. Tuiles-Briques, Fr. (1952), n° 11, p. 10-13, 12 fig. — Mise en route à Marseille d'une fabrication de poutrelles en béton précontraint dans des éléments de terre cuite. Détail des opérations de fabrication. E. 22408. CDU 690.237.22 : 693.57.

124-61. Escalier hélicoïdal en béton précontraint (Revolutionary staircase built of prestressed concrete). MAGNEL (G.); *Civ. Engng*, U. S. A. (sep. 1951), vol. 21, n° 9, p. 25-27, 8 fig. — Escalier hélicoïdal supporté seulement à la base et au sommet. Explication du procédé de calcul. Vérification de la méthode de calcul approximative par un essai sur modèle grandeur. Précontrainte au moyen de deux câbles. E. 22240. Trad. I. T. 377, 8 p. CDU 690.26 : 693.57.

125-61. Projet et construction de réservoirs circulaires en béton précontraint, destinés à contenir des liquides (Design and construction of circular liquid-retaining structures in prestressed concrete). ACER (J. W. A.); *Reinf. Concr. Rev.*, G.-B. (jan. 1952), vol. 2, n° 8, p. 509-554, 18 fig., 6 réf. bibl. — Qualités du béton à employer pour ces réservoirs. Méthode de mise en place. Armature en acier mi-dur. Joints. Coffrages à utiliser pour la construction. Revêtements des sols et des parois latérales. Méthodes de précontrainte. Description des cinq réservoirs géants d'Hartlepool; étude, détails de construction. Groupe de huit réservoirs de 15,25 m de diamètre et 10,7 m de haut. Détail de construction. Discussion. E. 22156. CDU 621.642 : 693.57.

126-61. Un canal avec couverture en béton précontraint (A culvert with a prestressed concrete deck). *Concr. Constr. Engng*, G.-B. (oct. 1952), vol. 47, n° 10, p. 301-309, 16 fig. — Largeur du canal 18 m. E. 22350. CDU 690.24 : 626.1.

127-61. Calcul et étude de quadrillages de poutres en béton précontraint. IV. (The design and analysis of openwork prestressed concrete beam grillages). LAZARIDES (T. O.); *Civ. Engng*, G.-B. (oct. 1952), vol. 47, n° 556, p. 839-841, 7 fig. E. 22358. CDU 690.237.22 : 693.57 : 518.5.

128-61. Hangars à l'aéroport de Londres. Emploi de poutres en béton précontraint de grande portée (Hangars at London airport design of large span prestressed concrete beams). HARRIS (A. J.); *Struct. Engng*, G.-B. (oct. 1952), vol. 30, n° 10, p. 226-235, 15 fig. — Poutres de 45,7 m de portée coulées « in situ » avec diaphragmes préfabriqués; poutres de 33,5 m de portée, préfabriquées en segments de 2,18 m de long. E. 22423. CDU 629.139.2 : 725.39 : 693.57.

129-61. Applications du béton précontraint (Applications of prestressed concrete). HARRIS (J. D.), MORICE (P. B.); *Constr. Rev.*, Austral. (8 août 1952), vol. 25, n° 4, p. 25-37, 11 fig. (Tiré de : « Prestress Concr. »). — Applications avec tension des câbles préalable ou postérieure à la mise en place du béton. Traverses, réservoirs, poteaux, chalands, bâtiments, ponts, pistes pour avions, tuyaux, tunnels, travaux portuaires, barrages, travaux en sous-couvre. E. 22217. CDU 690.2 : 693.57.

130-61. Quelques précisions sur les qualités statiques des éléments préfabriqués et précontraints (Einiges über die Statik vorgespannter Fertigteile). VOGT (H.); *Betonst.-Ztg*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 369-371, 4 fig. (résumés anglais et français). E. 22370. CDU 691.328.2 : 693.57.

131-61. Un nouveau procédé de fabrication d'éléments en béton précontraint avec liaison directe (Neues Verfahren zur Herstellung von Spannbeton-Elementen mit direktem Verbund). BRAUNBOCK (E.); *Betonst.-Ztg*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 372-373, 6 fig. (résumés anglais et français). E. 22370. CDU 691.328.2 : 693.57.

132-61. L'importance du bloc creux de béton pour le béton précontraint (Bedeutung des Betonhohlblocksteins für den Spannbeton). COFF (L.); *Betonst.-Ztg*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 377-379, 6 fig., 1 réf. bibl. (résumés anglais et français). E. 22370. CDU 691.328.2 : 693.57.

133-61. Le développement du béton précontraint en Amérique du Sud (Die Entwicklung des elastischen Betons in Südamerika). FRANJETIC (Z.); *Betonst.-Ztg*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 379-381, 7 fig. (résumés anglais et français). E. 22370. CDU 693.57.

134-61. Essai sur une poutre composée avec dalle précontrainte (Test on a composite beam with a prestressed slab). WESTLUND (G.), ÖSTLUND (L.); *Congrès international. Béton précontraint*, Commun. n° B-13, 4 p., 8 fig. E. 22394. CDU 690.237.22 : 693.57 : 620.1.

135-61. Le pont en ciment armé précontraint sur l'Idice à Castenaso (route de Bologne à Ravenne) (Il ponte in cemento armato precompresso sull'Idice a Castenaso). RINALDI (G.); *G. Genio civ.*, Ital. (juil.-août 1952), n° 7-8, p. 375-385, 25 fig., 4 fig. h. t. — Poutre rectiligne isostatique de 36 m d'ouverture. Les deux culées reposent sur des pieux en ciment armé. E. 22245. CDU 624.27 : 693.57.

136-61. Contribution au calcul des tuyaux de grand diamètre en ciment armé précontraint (Contributo al calcolo dei tubi di grande diametro in cemento armato precompresso). TURAZZA (G.); *G. Genio civ.*, Ital. (juil.-août 1952), n° 7-8, p. 415-429, 5 fig., 4 réf. bibl. E. 22245. CDU 621-6 : 693.57 : 518.5.

137-61. L'évolution de la précontrainte en Europe (La evolución de la precompresion en Europa). PIZZETTI (J.); *Hormigon elastico*, Argent. (sep. 1952), n° 9, p. 4-17, 21 fig. — Travaux du port du Havre à galerie couverte; garage couvert et murs de soutènement de Rouen. Bâtiment industriel à Orléans. E. 22557. CDU 690.2 : 693.57.

138-61. Un pont construit en béton précontraint d'après le système Baur-Léonhardt (Een brug uitgevoerd in voorgespannen beton volgens het systeem Baur-Leonhardt). HARTMANN (J. A. H.); *Cement Beton*, Pays-Bas (juin 1952), n° 17-18, p. 297-299, 4 fig. — Description de la construction d'un pont pour la route Saulgau-Ravensburg (Allemagne Occidentale). E. 20813. CDU 625.74 : 693.57.

139-61. L'évolution de la précontrainte du béton armé au cours de la reconstruction des ouvrages d'art du Nord et du Pas-de-Calais. XIII. DUMAS (F.); *Travaux*, Fr. (nov. 1952), n° 217, p. 512-522, 28 fig., 1 réf. bibl. — Description des travaux du pont d'Armentières de 40,27 m de portée comportant neuf poutres



en I. Détail d'exécution des travaux. Ponts divers en construction ou en projet. Tableau récapitulatif des prix élémentaires obtenus lors des diverses adjudications de ponts et passerelles depuis 1945. E. 22532.

CDU 624.27 : 693.57.

140-61. La barre de béton précontrainte au centre de gravité, armature de construction en béton armé (Der zentrisch vorgespannte Betonstab als Bewehrung von Stahlbeton-Konstruktionen). GESSNER (M.); *Betonst.-Ztg.*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 367-369, 6 fig. (résumés anglais et français). E. 22370.

CDU 691.328 : 693.57.

141-61. Un nouveau produit sidérurgique français le « fil machine » en acier traité pour béton précontraint. LARAVOIRE (L.); *Travaux*, Fr. (nov. 1952), n° 217, p. 523-528, 10 fig., 3 réf. bibl. — Particularités du fil tréfilé (manque de limite de proportionnalité et de module d'élasticité, relaxation importante). Fabrication de fil traité. Caractéristiques obtenues en ce qui concerne la limite de proportionnalité, la limite à 0,2 %, l'allongement de rupture, la fragilité, le fluage, la résistance à la chaleur. E. 22532.

CDU 691.328.2 : 691.7.

## Dec CHARPENTE. MENUISERIE. SERRURERIE

### Dec j Travail du bois. Charpente. Menuiserie.

142-61. Une œuvre remarquable des charpentiers suisses. MOLES (A.); *Bâtir*, Fr. (sep. 1952), n° 24, p. 22-24, 5 fig. — Construction à Lucerne d'une tour en bois sur pylônes de 35 m de hauteur comportant une salle de restaurant de 250 places desservie par un ascenseur et un escalier de secours. E. 22341.

CDU 694.1 : 727.6.

143-61. Nouvelle méthode de calcul des assemblages en bois par clous (En ny metod för beräkning av spikförband). MÖLLER (T.); *Chalmers Tek Hösk.*, Handl., Suède (1951), n° 117, 77 p., 45 fig., 6 réf. bibl. (résumé anglais). — Les méthodes purement expérimentales, utilisées jusqu'à présent pour déterminer la résistance des assemblages en bois par clous, ne tiennent compte que de la dimension des clous et de l'épaisseur du bois, mais non de la résistance de ce dernier. La loi de Hooke n'est pas applicable car il n'existe pas de rapport entre les contraintes et les déformations. Exposé d'une méthode qui permet de déterminer, avec une très faible marge d'erreur, le moment maximum du clou, en supposant que la contrainte est constante sur toute la section du matériau, et égale à la contrainte de rupture de l'acier dont est fait le clou. Quelques exemples d'applications pratiques. E. 19077.

CDU 694 : 621.886 : 518.5.

### Dec I Travail des métaux. Charpente. Soudure. Menuiserie.

144-61. L'art de la charpente métallique (Fachkunde für Stahlbauschlosser). WEIDMANN (F.). Éd. Dümmlers, Bonn, All. (1952), 3<sup>e</sup> éd., 1 vol., 129 p., 199 fig., 1 fig. h. t. — Voir analyse détaillée B-747 au chap. III « Bibliographie ». E. 21971.

CDU 693.97 : 691.7 (02).

145-61. Congrès des constructeurs métalliques allemands (Munich 1952). RUBIN (M.); *Ossature métall.*, Belg. (oct. 1952), n° 10, p. 479-483, 8 fig., 4 réf. bibl. — Calcul des cadres par diverses méthodes. Hall de Westphalie à Dortmund (surface bâtie : 97,8 × 117,5 m, toiture suspendue elliptique à 28 m au-dessus de la piste). Nouveau règlement sur

la stabilité des constructions. Limite pour l'emploi économique des aciers à haute résistance. E. 22185.

CDU 693.97 (061.3).

146-61. Hall n° 8 de la Foire de Hanovre (Allemagne). *Ossature Métall.*, Belg. (oct. 1952), n° 10, p. 498-499, 4 fig. — Hall de 170 m de longueur à trois baies; largeur : 46,5 m; hauteur de rive : 10 m. Dix-huit portiques à âme pleine avec porte-à-faux. E. 22185.

CDU 725.35 : 727.6 : 693.97.

## Ded TRAVAUX D'ACHÈVEMENT

### Ded ma Travaux de peinture.

147-61. Travaux d'apprêts. Impressions et enduits. Précisions et définitions. MOULIN (J.); *Trav. Peint.*, Fr. (oct. 1952), vol. 7, n° 10, p. 305. E. 22402.

CDU 691.57 : 698.1.

148-61. Raccords de peinture : travaux toujours délicats. LE PETIT (A.); *Manuel gén. Peint.*, Fr. (sep.-oct. 1952), n° 64, p. 339-341. E. 22255.

CDU 698.1.

## Def PRÉFABRICATION

149-61. Nouvelle méthode de construction en béton préfabriqué (New method of precast concrete construction). *Concr. Build. Concr. Prod.*, C.-B. (oct. 1952), vol. 27, n° 10, p. 207-208, 4 fig. — Le projet est basé sur un module de 38 cm. Les éléments utilisés dans les murs ont 38 cm de large sur deux à sept modules, 76 cm × 2,65 m de long et 12,7 cm d'épaisseur. E. 22176.

CDU 693.057.1 : 693.5.

## Dib PLOMBERIE SANITAIRE

150-61. Essais de normes pour les vannes des services hydrauliques ordinaires (Tentative standard specifications for gate valves for ordinary water works service). *J. Amer. Wat. Works Ass.*, U. S. A. (sep. 1952), vol. 44, n° 9, p. 857-870. E. 22282.

CDU 683.5 : 389.6.

## Dic CLIMATISATION

151-61. La salle de lecture du British Museum à Londres. Nouvelle installation du chauffage et de la ventilation (The reading room at the British Museum. New heating and ventilating system installed to Ministry of Works' design). *Heat. Ventil.*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 26, n° 304, p. 176-180, 3 fig., 1 réf. bibl. E. 22418.

CDU 697 : 727.8.

152-61. Une nouvelle usine de fabrication du caoutchouc et des plastiques (A new rubber and plastics factory). *Industr. Heat. Engr.*, G.-B. (oct. 1952), vol. 14, n° 84, p. 302-307, 10 fig. — Description générale des installations de chauffage et de ventilation d'une usine au Pays de Galles. E. 22406.

CDU 697 : 725.4.

153-61. Contribution à l'étude du transfert de chaleur à travers les parois vitrées. ESCHER-DESRIEVIERES (J.); *Chauff. Ventil. Conditionn.*, Fr. (sep. 1952), n° 7, p. 12-14, 17-18, 21-24, 27-28, 31-34, 13 fig., 6 réf. bibl. — Conférence sur les propriétés des vitrages relatives au transfert de chaleur. Études expérimentales de Bagnaux-sur-Loing et de Saint-Cloud. Déperdition calorifique d'un vitrage. Verres protecteurs (Athermanes et Thermolux). Discussion. E. 22159.

CDU 697.13 : 690.225 : 691.6.

154-61. Le contrôle précis de l'humidité relative (The accurate control of relative humidity). WYLIE (R. G.), HARPER (A. F. A.); *Austral. J. appl. Sci.*, Austral. (sep. 1952), vol. 3, n° 3, p. 219-227, 7 fig. — Méthode et appareil permettant de régler l'humidité relative dans

une enceinte à  $\pm 1\%$ , soit en fonction, soit indépendamment de la température de l'enceinte. E. 22189.

CDU 697.942.

155-61. Calcul de la perte totale de chaleur des salles avec fenêtres simples et avec fenêtres doubles quand il se produit de la condensation (Computation of the total heat loss from rooms with single and double windows, when condensation occurs). KORSGAARD (V.); *J. Instr. Heat. Ventil. Engrs.*, G.-B. (oct. 1952), vol. 20, n° 206, p. 285-289, 1 fig., E. 22272.

CDU 699.86 : 697.13 : 690.282.

## Dic I Chauffage.

156-61. Étude, calcul et détermination des compensateurs et des points fixes pour les tuyauteries dans les installations de chauffage de toutes natures (Planung, Berechnung und Ermittlung von Längenausgleichern (Kompensatoren) und Festpunkte für Rohrleitungen in Heizungsanlagen aller Art). ZIMMERMANN (W.); *Schweiz. Bl. Heiz. Luft.*, Suisse (1952), n° 2, p. 34-55, 57 fig., 2 réf. bibl. — Effets de la dilatation. Détermination de la longueur des éléments de tuyauteries. Exécution des lyres de dilatation. Compensateurs en tubes ondulés et à membranes. Pose des tuyauteries avec leurs compensateurs dans les caniveaux. E. 21635.

CDU 697.243 : 621.6.

157-61. Étude technique des conduits de fumée. V. DELL'ORO (J.); *Chaud-Froid*, Fr. (sep. 1952), n° 69, p. 49, 53, 57. — Nécessité de vérifier le fonctionnement des cheminées des chaufferies, l'aération des locaux et l'évacuation de l'air vicié, surtout en cas de remplacement d'appareils par d'autres types différents. Exemple d'une installation défectueuse. E. 22007.

CDU 697.8 : 620.1.

158-61. Le radiateur « Electral ». GRIMAL (M.); *Rev. Alumin.*, Fr. (sep. 1952), n° 191, p. 327-331, 6 fig. (résumés anglais et espagnol). — Appareil de chauffage à haut rendement. E. 22256.

CDU 697.356.

159-61. Note sur le coefficient de transmission des radiateurs à convection accélérée (Note sul coefficiente di trasmissione dei radiatori a convezione accelerata). CAPELLANI (S.); *Installatore*, Ital. (juil. 1952), n° 7, p. 212-215, 1 fig. E. 22218.

CDU 697.356.

160-61. Problèmes que j'ai rencontrés en Europe au sujet de ce que nous réalisons en Amérique avec le chauffage par rayonnement. III (fin) (Problems I met in Europe as to what we are doing in America with radiant heating). NAPIER ADLAM (T.); *Heat. Ventil. Engr.*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 26, n° 304, p. 168-171, 7 fig. E. 22418.

CDU 697.353.

161-61. Le chauffage au mazout. DROUHET (F.); *Maison fr.*, Fr. (août 1952), vol. 6, n° 60, p. 35-38, 8 fig. — Caractéristiques du mazout et utilisation comme combustible. Différents types de brûleurs. Appareils de réglage, d'allumage et de sécurité. Conditions d'installations. Avantages. E. 22097.

CDU 697 : 662.75.

162-61. Comparaison de la proportion entre les divers systèmes de chauffage dans les diverses régions des U. S. A. (Comparative heating system installation volume). BURKHARDT (Ch. H.); *Plumb. Heat. J.*, U. S. A. (sep. 1952), vol. 123, n° 12, p. 50-53, 4 fig. E. 22274.

CDU 697.

163-61. Chauffage central dans les immeubles à logements multiples (Centrale verwarming in meergezinswoningen). *Soc. Nation. Habit. Logements bon Marché*, Belg. (1951), B-4, n° 12, en français : 4 p.; en flamand : 4 p., 1 fig. E. 22434.

CDU 697 : 728.2.

164-61. Température de la chaudière et consommation de combustible dans les installations de chauffage central (Temperatura di caldaia e consumo di combustibile negli impianti di riscaldamento centrale). PARODI (A.); *Installatore ital.*, Ital. (juil. 1952), n° 7, p. 211. E. 22218.

CDU 697.325.



165-61. Le chauffage par air chaud des appartements. Une nouvelle technique n'utilisant pas les gaines. JERPHANION; *Journ. Bâtim.*, Fr. (7 oct. 1952), n° 1550, p. 4, 3. — Communication au Congrès du Gaz 1952 de l'A.T. G.-E. 22214. CDU 697.5 : 697.124.

166-61. La pompe de chaleur, son fonctionnement, son économie et ses applications (La bomba de calor, su fundamento, economia y aplicaciones). LAORDEN (J.); *Inform. Constr.* (Inst. tec. Constr. Cemento), Esp. (août-sep. 1952), n° 43, p. 310.4/1-310.4/10, 13 fig., 5 réf. bibl. E. 22091. CDU 697.3 : 621.577.

167-61. Le Congrès international du chauffage industriel, Paris, octobre 1952. I. *Bâtim. Trav. Publ.*, Fr. (23 oct. 1952), n° 20, p. 19-22. — Communications et techniques intéressant le chauffage domestique. E. 22457.

CDU 697.124 (061.3).

168-61. Le chauffage des maisons et le locataire. Expériences à Abbots Langley (House heating and the tenant. Experiments at Abbots Langley). GREEN (R.), MILROY (E. A.); *J. R. I. B. A.*, G.-B. (sep. 1952), vol. 59, n° 11, p. 402-409, 13 fig., 4 réf. bibl. — Vingt-quatre maisons de différents types ont été pourvues d'installations de chauffage suivant différents systèmes. Toutes les maisons ont été occupées par des locataires qui ont donné leur opinion sur les résultats obtenus dans les différents cas. Tableaux comparatifs suivant les pièces chauffées : salle commune, chambre à coucher, cuisine, etc. E. 22113. CDU 697.124 : 728.

169-61. Essais sur chantier du chauffage au mazout ou au gaz dans les locaux d'habitation (Field tests of oil and gas residential space heating). CARROLL (A. L.); *Industr. Heat. Engr.*, G.-B. (oct. 1952), vol. 14, n° 84, p. 308-311, 4 fig. E. 22406.

CDU 697.124 : 662.764 : 662.75.

## Dic m Réfrigération.

170-61. Annuaire-guide du froid et du conditionnement des locaux. Éd. : Horizons Fr, Paris (1952), 6° éd., 1 vol., 583 p., fig. — Voir analyse détaillée B-737 au chap. III « Bibliographie » de la D. T. 60. E. 22346.

CDU 621.5 (02).

171-61. La tour de réfrigération de 16 000 m<sup>3</sup> de débit horaire de l'usine de Goldenberg (Der Kaminkühler für 16 000 m<sup>3</sup> Stundenleistung auf dem Goldenberg-Werk). VAESSEN (F.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (août 1952), n° 8, p. 177-181, 14 fig. — Conditions de service du réfrigérant. Conception et statique de l'ouvrage en béton armé, son exécution, détails caractéristiques. E. 21704. CDU 621.175.3 : 693.55.

## Dic n Ventilation. Séchage.

172-61. Étude comparative des différents matériaux utilisés pour la construction des gaines de ventilation et de conditionnement d'air. *Schweiz. Bl. Heiz. Lüft.*, Suisse (1952), n° 2, p. 31-34, 1 fig. — Gaines en acier, en aluminium ou en alliages légers, en panneaux de plâtre, en ciment-amiante, en panneaux de fibre, en liège, en matière plastique, en toile armée, en fibrage. Tableau récapitulatif des propriétés des divers produits. E. 21635. CDU 697.922.

173-61. La ventilation statique des locaux et cuisines. Nouveaux dispositifs efficaces. *Journ. Bâtim.*, Fr. (7 oct. 1952), n° 1550, p. 4, 2. — Résumé d'un travail présenté au Congrès du Gaz 1952 par P. RICHLET. E. 22214. CDU 697.9 : 728.

174-61. Étude d'un jet glacé d'air de ventilation (Exploration of a chilled jet). NORTAGE (H. B.), SLABY (J. G.), GOJSZA (W. P.); *Heat. Pip. Air Condition.*, U. S. A. (août 1952), vol. 24, n° 8, p. 122-131, 15 fig., 7 réf. bibl. — Compte rendu d'essais sur un jet glacé d'air de ventilation projeté horizontalement et tombant sur le plancher. Dans cet essai préliminaire, on a utilisé un seul jet à 500 pieds par

minute, en corrigeant la densité et à une température moyenne inférieure de 39° F à celle de l'air ambiant. On tient compte dans le principe du nombre turbulent de Prandtl dont l'ordre de grandeur a été trouvé en accord avec d'autres essais. E. 21806. CDU 697.9.

175-61. Le bruit dans les installations de ventilation (Noise in ventilating systems). PURKIS (H. J.); *J. Instr. Heat. Ventil. Engrs.*, G.-B. (oct. 1952), vol. 20, n° 206, p. 255-266, 5 fig., 5 réf. bibl. — Examen des principaux problèmes dans la conception des ventilateurs du point de vue acoustique. Méthodes pour la mesure du bruit, la détermination de la réduction nécessaire et la recherche des points de production du bruit. Distinction entre absorption et isolation. Avantages de l'isolation quand elle est possible. Chiffres admissibles pour les niveaux supérieurs de bruit de divers systèmes de ventilation en différents points de l'installation. E. 22272. CDU 697.9 : 699.844.

## Did ÉCLAIRAGE

176-61. Un éclairage rationnel est indispensable. *Orient. Tech.*, Fr. (août-sep. 1952), n° 8-9, p. 92-96, 4 fig. — Nécessité d'un excellent éclairage des locaux des entreprises. Augmentation du rendement, diminution des prix de revient, amélioration des produits, diminution des rebuts, amélioration de l'utilisation de la surface disponible, diminution de la fatigue oculaire, accroissement de la propreté, accroissement de la sécurité, diminution du nombre des accidents du travail, amélioration du moral des travailleurs. E. 22273.

CDU 696.9 : 614.8 : 392.3 : 331.82.

177-61. Importance de la réflexion sur le sol dans l'éclairage de jour (The importance of ground reflection in daylighting). GRIF-FITH (J. W.), WENZLER (O. F.), CONOVER (E. W.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 10), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 498-499, 2 fig. E. 22111.

CDU 696.92.

178-61. Réglage et correction directionnelle de la lumière du jour par les écrans paralumes (Controlling and redirecting daylight by means of louvers). BULL (H. S.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 11), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 499. E. 22111. CDU 696.92 : 690.282.

179-61. Nouvelle technique de la détermination de l'éclairage du jour en utilisant un enregistreur photographique et des appareils physiques de mesure de la brillance (A new daylighting survey technique utilizing a photographic recorder and physical brightness meters). BILLHARTZ (W. H.), KINGSBURY (H. F.), MCKINLEY (R. W.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 12), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 500-501, 1 fig. E. 22111. CDU 696.92 : 620.1.

180-61. Obtention d'un éclairage du jour de qualité dans les classes scolaires (The attainment of quality daylighting in school classrooms). BOYD (R. A.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 8), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 501-502, 1 fig. E. 22111. CDU 696.92 : 727.112.

181-61. Emploi des « lumens » pour les projets d'éclairage du jour (A lumen method of daylighting design). BIESELE (R. L. Jr.), ARNER (W. J.), CONOVER (E. W.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 9), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 502. E. 22111. CDU 696.92 : 620.1.

182-61. La science de l'éclairage artificiel. ACKERLEY (R. O.); Éd. : Eyrolles, Paris (1952), 1 vol., 94 p., 40 fig., 33 fig. h. t. (Traduit de l'anglais, par R. NAMPON). — Voir analyse détaillée B-736 au chap. III « Bibliographie » de la D. T. 60. — E. 22144.

CDU 696.93 (02).

183-61. Évaluation du coût et du confort des dispositifs industriels d'éclairage (Cost and comfort appraisal of industrial lighting systems). TAYLOR (G. J.), BRADLEY (R. D.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 25), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 481-482, 1 fig. E. 22111.

CDU 696.93 : 725.4.

184-61. L'étude des plafonds lumineux (Time versus luminous ceilings). SPENCER (D. E.), MARTIN (L. F.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 27), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 511-512, 1 fig. E. 22111.

CDU 696.93 : 690.254.

185-61. Mise en place d'appareils d'éclairage réglables en direction (Positioning of directionally adjustable luminaires). KECK (M. E.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 28), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 513-514, 1 fig. E. 22111. CDU 696.93.

186-61. Éclairage incorporé à la construction dans un intérieur moderne (Structural lighting in a modern home). PAGE (A. M.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 29), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 514-515, 1 fig. E. 22111. CDU 696.93 : 643.4.

187-61. Lampes à mercure à réflexion et leurs applications dans l'industrie (Reflectorized mercury lamps and their industrial applications). NOEL (E. B.), LINDSDAY (E. A.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 13), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 489-490, 3 fig. E. 22111. CDU 696.930.44.

188-61. Caractéristiques et applications de l'éclairage fluorescent à haute fréquence (Characteristics and applications of high-frequency fluorescent lighting). CAMPBELL (J. H.), SCHULTZ (H. E.), KERSHAW (D. D.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 16), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 492-493, 3 fig. E. 22111. CDU 696.930.44.

189-61. Évaluation du rendement des couleurs par les lampes fluorescentes. Étude préliminaire (Evaluation of color rendition by fluorescent lamps. An exploratory study). BARR (A. C.), CLARK (C. N.), HESSLER (J.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 7), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 494-496, 4 fig., 4 réf. bibl. E. 22111.

CDU 696.930.44.

190-61. Réglage et mesure du flux (lumineux) directionnel (Control and measure of directional flux at the task). WAKEFIELD (G. P.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 23), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 478, 2 fig. — Méthode photographique. E. 22111. CDU 696.93 : 620.1.

191-61. Visibilité des documents donnés aux écoliers (Visibility of school tasks). KETCH (J. M.), ALLEN (C. J.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 24), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 479-480, 2 fig. E. 22111. CDU 696.93 : 727.112.

192-61. Données relatives à la discrimination de la brillance pour la spécification de l'intensité de l'éclairage (Brightness discrimination data for the specification of quantity of illumination). BLACKWELL (H. R.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 4), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 480-481, 2 fig., 1 réf. bibl. E. 22111. CDU 696.93.

193-61. Confondons-nous « œil » avec « vision » ? (Are we confusing « eyes » with « vision » ?) HARMON (D. B.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 1), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 483-484. E. 22111.

CDU 696.93.

194-61. Différence de brillance. Un facteur essentiel dans la vision au-dessus du seuil (Brightness difference. A basic factor in supra-threshold seeing). GUTH (S. K.), EASTMAN (A. A.), RODGERS (R. C.); *Illum. Engng.* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 2), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 484-485, 2 fig. E. 22111. CDU 696.93.



195-61. Mesures de la brillance du revêtement du sol (Pavement brightness measurements). FINCH (D. M.), MARKHEIMER (R. B.); *Illum. Engng* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 17), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 503-504, 1 fig. E. 22111. CDU 696.93: 620.1.

196-61. Quelques méthodes photographiques appliquées à la photométrie (Some photographic methods applied to photometry). MARSH (Ch.); *Illum. Engng* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 19), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 508-509. R. 22111. CDU 696.93: 620.1.

197-61. Essais ayant pour objet de réaliser la constance des facteurs de l'éclairage (Tests aimed at realistic maintenance factors). ETTING (R. L.), TUTTLE (J. W.); *Illum. Engng* (Nation. tech. Conference, abstr. n° 26), U. S. A. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 510-511, 2 fig. E. 22111. CDU 696.93: 620.1.

#### Did m Installations électriques.

198-61. Électrotechnique. Mise au courant n° 1. Éd. : Tech. Ingr., Paris (1952), 34 fiches + 1 broch. de 14 p., nombr fig., 17 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-735 au chap. III « Bibliographie » de la D. T. 60. E. 22197. CDU 696.6 (02).

#### Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

##### Dif j Protection contre le bruit et les vibrations.

199-61. Isolation contre les bruits et le son dans les constructions d'habitation (Symposium geluidhinder en geluidisolatie in de woningbouw). VAN ZUILEN (D.); *Ingenieur*, Pays-Bas (15 août 1952) n° 33, p. 79-80, 4 réf. bibl. — La recherche sur les inconvénients du bruit dans les appartements (Opiniononderzoek over geluidhinder). BITTER (C.), p. 80-84, 6 fig., 1 réf. bibl. — Méthodes ancienne et actuelle pour mesurer sur place l'isolation sonore (Een belangrijk verschilpunt tussen de nieuwe en oude meet-methode ter bepaling van de luchtgeluidisolatie in de praktijk). KASTELEYN (M. L.), VAN DEN ELJK (J.), p. 84-86, 3 fig., 1 réf. bibl. — Le problème du bruit intéresse la santé physique et mentale du peuple en raison de la concentration des logements. Les « habitations expérimentales TNO » ont effectué de nombreuses recherches à ce sujet, en particulier en questionnant des habitants sur les bruits du voisinage, et on a tiré de ces renseignements une relation entre le type de construction, les bruits et leur perception. Exposé des méthodes de mesure du son et différences entre les résultats de ces méthodes. E. 21701. CDU 699.844: 728.

##### Dif i Protection contre l'incendie.

200-61. L'extension en surface des flammes sur les surfaces traitées aux vernis nitrocellulosiques (The surface spread of flame on surfaces treated with nitrocellulose lacquers). PICKARD (R. W.); *Fire Protection Ass.*, G.-B. (oct. 1952), Tech. Booklet n° 12, 10 p., 8 fig., 5 réf. bibl. E. 22410. CDU 699.81: 614.84: 691.57.

##### Dig i CANALISATIONS

201-61. Cas de rupture par corrosion d'une frette en acier dans des tuyaux en béton. NICOL (A.); *Rev. Mat. Constr.*, Ed. « C », Fr.

(oct. 1952), n° 445, p. 257-267, 19 fig., 4 réf. bibl. (résumé anglais). E. 22445.

202-61. Fabrication de tuyaux par les procédés Vacuum Concrete. LEVIANT (I.), LA SAYETTE (E. de); *Rev. Mat. Constr.*, Ed. « C », Fr. (oct. 1952), n° 445, p. 268-272, 7 fig. (résumé anglais). E. 22445. CDU 621.6: 691.328: 539.37.

203-61. Progrès dans la protection des conduites souterraines contre la corrosion (Fort-schritte im Korrosionsschutz unterirdischer Leitungen). GRAND D'HAUTEVILLE (E.); *Schweiz. Bauztg*, Suisse (25 oct. 1952). n° 43, p. 615-617, 8 fig., 8 réf. bibl. E. 22476. CDU 621.6: 690.354: 620.19: 699.8.

204-61. Construction d'un important « pipeline » à travers les Montagnes Rocheuses du Canada (Big pipeline pierces Canadian Rockies). RICHARDSON (H. W.); *Constr. Methods*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 34, n° 10, p. 62-66, 68-69, 72-74, 30 fig. E. 22475. CDU 621.6: 662.75.

205-61. Pipe-line à huile brute à travers les montagnes (Trans mountain oil pipeline). BLAIR (S. M.), ROBERTS (D. L.); *Engng J.*, Canada (sep. 1952), vol. 35, n° 9, p. 930-935, 944, 6 fig. — Pipe-line de 1 130 km, de Edmonton à Vancouver (Colombie Britannique). E. 22281. CDU 621.6: 662.75.

206-61. De la corrosion dans les conduites métalliques enterrées (Sulla corrosione nelle condotte metalliche interrattate). ROSSI (G.); *Energ. elettr.*, Ital. (sep. 1952), vol. 29, n° 9, p. 533-552, 11 fig., 13 réf. bibl. — Méthodes et mesures pour obtenir des éléments sur l'importance des corrosions à prévoir, soit sur les tuyauteries en place, soit sur celles à installer. Dispositifs de protection dans les deux grandes catégories : protection passive et protection active. E. 22414. CDU 621.6: 620.193: 699.8.

207-61. Expériences des conduites d'eau en polisanite, fabriquées par l'usine de résines synthétiques « Polva » à Oosterbeek (Ervaringen met polisanite waterleidingbuizen, afkomstig van de kunststoffsabrik « Polva » te Oosterbeek). N. V. Keuringsinst. Waterleiding. (KIWA), Pays-Bas (jan. 1952), 7 p. (résumés anglais, français et allemand). — Communication n° 3 de la Commission des conduites non métalliques (C. N. M. L.). E. 22198. CDU 628.15: 678.7.

208-61. Expériences faites lors de la confection des joints de tuyaux Bonna (Ervaringen met het maken van verbindingen van Bonna-buizen). N. V. Keuringsinst. Waterleiding. (KIWA), Pays-bas (fév. 1952). 9 p., 1 fig. (résumés anglais, français et allemand). — Communication n° 4 de la Commission des conduites non métalliques (C. N. M. L.). E. 22199. CDU 621.643.4.

209-61. De l'influence des divers modes d'exécution des galeries forcées sur les opérations ultérieures d'injection (O nekim uticajima na injektiranje hidrotehnickih tunela pod pritiskom). KUJUNDZIC (B.); *Elektroprivreda*, Yougosl. (mai-juin 1952), n° 3, p. 100-102, 2 fig. (résumés anglais et français). E. 22153. CDU 627.8: 628.15.

#### Dig m RÉSERVOIRS SILOS

210-61. Silo « Tege » en douelles de béton armé (Tege betongstavsilos). GERHOLM (T.); *Cement Betong*, Suède (déc. 1951), n° 4, p. 286-299, 13 fig. — Ce nouveau système de silo-tour est d'une construction extrêmement simple et rapide. Il est composé de douelles en béton armé de 100,5 × 30 × 6 cm, avec joints verticaux en bois imprégné de créosote, et joints horizontaux en jute imprégné, logés dans les rainures ménagées à cet effet. Détails de construction et tableaux de résistance. E. 18619. CDU 725.36: 693.55.

#### Dod MATÉRIEL ET OUTILLAGE

211-61. Progrès dans l'industrie des machines pour le bâtiment. Revue de diverses machines exposées à la foire de Hanovre 1952 (Fort-schritte in der Baumaschinenindustrie. Eine Rückschau auf die Technische Messe Hannover 1952). HEISIG; *Strassen-Tiefbau*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 322-326, 26 fig. E. 22461. CDU 621.7/8: 728.

212-61. Des ouvriers et des machines réparent rapidement les dégâts provoqués par un tremblement de terre (Men and machines blitz earthquake damage). *Constr. Methods*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 34, n° 10, p. 55-56, 5 fig. — Une vingtaine de niveleuses, une douzaine de bulldozers rétablissent en 26 jours une voie ferrée détruite. E. 22475. CDU 621.879: 624.13.

213-61. Historique de la construction des dragues hollandaises (Het Nederlandse baggerbedrijf van traditie naar wetenschap). FRITZLIN (M. C.); *Voordr. Gehouden Konink. Inst. Ingrs*, Pays-Bas (nov. 1951), n° 59 t/m 71, p. 1023-1040, 13 fig. — Description de l'évolution de la technique des dragues en Hollande depuis le Moyen Âge jusqu'à nos jours. La capacité et le rendement de ces bateaux, que la configuration du terrain rend particulièrement indispensables, n'ont cessé d'augmenter surtout au cours des vingt dernières années, avec l'application des aciers spéciaux à la construction des chaînes à godets et l'utilisation des moteurs Diesel et Diesel-électriques. Une de ces dragues modernes a été commandée pour les travaux du port d'Abidjan. E. 19007. CDU 621.879: 624.13.

214-61. Transport et transbordement de marchandises en vrac (Transport und Umschlag von losem Schüttgut). MENG (W. von); *Betonst. Ztg*, All. (août 1952), n° 8, p. 299-302, 5 fig., 1 réf. bibl. — Étude du transport et du transbordement des marchandises en vrac, description des réservoirs de transport agencés pour éviter le plus possible les transvasements. Conditions que ces réservoirs doivent remplir en ce qui concerne leur poids mort en regard du poids de la marchandise transportée et la protection qu'ils doivent lui apporter contre les intempéries. E. 21705. CDU 621.874.

215-61. Élévateur à grains de Puerto Nuevo (Argentine) le plus grand de l'Amérique du Sud (Elevador terminal de Puerto Nuevo). *Ingenieria*, Argent. (fév. 1952), n° 919, p. 1-32, 48 fig., 2 pl. h. t. E. 22275. CDU 621.874.

216-61. Outils de fixation actionnés par explosifs (Explosively-actuated fastening tools). FRYER (K. G. H.); *Builder*, G.-B. (5 sep. 1952), vol. 183, n° 5716, p. 336-340, 13 fig. — Description d'un outil servant à fixer des vis dans les murs ou d'y poser, par exemple, des boîtes de jonction de câbles électriques et actionné au moyen de charges explosives. Résultats des essais effectués sur ces « canons » et précautions à prendre pour éviter tout accident. Dépenses entraînées par l'utilisation de ces outils. E. 21929. CDU 621.9: 662.2: 621.88.

217-61. Contrôle des explosifs et accessoires de tir sur chantier. VALLET (P.); *Bull. tech. Suisse romande*, Suisse (13 sep. 1952), n° 18, p. 235-238. E. 22188. CDU 662.2: 614.8.

#### Dof ORGANISATION DES CHANTIERS

218-61. Emploi des ohmmètres pour l'essai des lignes de tir et des amorces électriques. CATALOGUE (R. de); *Cah. Comit. Prév. Bâtim. Trav. publ.*, Fr. (juil.-août 1952), n° 4, p. 156-161, 5 fig. — Mode d'utilisation des ohmmètres pour la vérification des lignes de tir. Étude systématique des appareils. Sécurité des mesures. Détails de construction. Projet de circulaires sur l'utilisation des ohmmètres. Exemples d'accidents. E. 22202. CDU 614.8: 662.2.

## F. — LES OUVRAGES

219-61. Les silos du Sers (Tunisie) sont entrés en service. Le barrage de Bin-El-Ouidane. *Trav. Publ.*, Algér. (11 oct. 1952), n° 2143, p. 1, 3, 1 fig. E. 22345. CDU 725.36 : 627.8.

## Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

Fac j Ossatures.  
Piliers. Colonnes.

220-61. Catalogue de pylônes métalliques carrés en treillis. Lignes de première et deuxième catégorie. Éd. : Serv. Trav. Direct. Exploitation E. G. A., Alger, Algér., 4 fasc., I : 34 p.; II : 118 p.; III : 15 dépl.; IV : 4 p. — Voir analyse détaillée B-744 au chap. III « Bibliographie ». — E. 22404.

CDU 690.237.52 : 693.97 (02).

221-61. Murs humides. MOUCHEL (A.); *Bâtiment. Chemin Fer*, Fr. (1952), n° 9, p. 36-39, 8 fig. E. 22286. CDU 699.82 : 690.22.

222-61. Caractéristiques techniques et physiques des murs en briques pleines de terre cuite (Technische en fysieke eigenschappen der muren van volle bakstenen). *Soc. nation., Habit. Logements bon Marché*, Belg. (1951), B-9, n° 16, en français : 2 p., en flamand : 2 p., 1 fig. E. 22437.

CDU 690.22 : 693.2 : 691.421.

223-61. Construction des murs supportant des charges (Loadbearing wall construction). O'SULLIVAN (T. P.); J. R. I. B. A., G.-B. (oct. 1952), vol. 59, n° 12, p. 450-453, 4 fig., 4 réf. bibl. — Des recherches récentes ont permis d'établir des murs porteurs de charges d'épaisseur relativement faible sans charpente métallique ni béton armé, avec des briques normalisées utilisées suivant le « British Code of Practice » n° 111. E. 22492.

CDU 690.22 : 693.1 : 691.421 : 389.63.

224-61. La construction, l'utilisation et l'entretien des conduits de fumée. I. MOULY (R.); *Bâtiment. Chemin Fer*, Fr. (1952), n° 9, p. 40-46, 13 fig., 1 réf. bibl. E. 22286. CDU 697.81.

225-61. Les charpentes Vierendeel à un étage sont parfaitement adaptées pour des bâtiments scolaires (One-story Vierendeel trusses ideally suited to school building). COURLAND (R. H.); *Civ. Engng*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 22, n° 10, p. 56-60, 11 fig. E. 22474. CDU 693.9 : 727.1.

226-61. Mesure des contraintes dans les ossatures. III. (The measurement of stresses in framed structures). HAWKES (J. M.), FEALDMAN (H.); *Civ. Engng*, G.-B. (oct. 1952), vol. 47, n° 556, p. 842-844, 6 fig., 29 réf. bibl. E. 22358. CDU 693.9 : 539.37 : 620.1.

Fac l Poutres.  
Dalles. Planchers.

227-61. Planchers (Golv.). VELVE (T.); Éd. : Tidskriften Hem i Sverige, Stockholm, Suède (1952), 1 vol., 161 p., nombr. fig., 12 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-748 au chap. III « Bibliographie ». E. 21460.

CDU 690.25 : 693.7 (02).

228-61. Essais de planchers préfabriqués pour habitations (Ensaio de pavimentos prefabricados para habitacoes). *Lab. Nacion. Engenharia civ.* (Minist. Obras Publ.), Portug. (1952), Especific. E 8, série C-5, 7 p., 4 fig. E. 22427. CDU 690.25 : 693.057.1.

229-61. Planchers de béton armé pour habitations constitués par des dalles nervurées bétonnées sur des blocs de remplissage ou des coffrages spéciaux (Pavimentos de betao armado para habitacoes constituídos por lages nervuradas betonadas sobre blocos de enchi-

mento ou cofragens especiais). *Lab. Nacion. Engenharia civ.* (Minist. Obras Publ.), Portug. (1952), Especific. E 9, série C-4-6, 4 p., 1 fig. E. 22428. CDU 690.25 : 693.54.

230-61. Planchers préfabriqués pour habitations, constitués par des poutres en béton armé, des blocs entre les poutres et une couche de béton de remplissage (Pavimentos prefabricados para habitacoes constituídos por vigas de betao armado, blocos entre vigas e camada de betao de enchimento). *Lab. Nacion. Engenharia civ.* (Minist. Obras Publ.), Portug. (1952), Especific. E 10, série C-4-6, 5 p., 1 fig. E. 22429.

CDU 690.25 : 693.54 : 693.057.1.

Fac m Toitures. Voûtes.  
Dômes. Coupoles.  
Arcs. Escaliers.

231-61. Le tracé des escaliers hélicoïdaux (Trazado de escaleras helicoidales). HONOLD (A.), SCHULZE (W.); *Inform. Constr.* (Inst. tec. Constr. Cemento), Esp. (août-sep. 1952), n° 43, p. 193.3/1-193.3/4, 12 fig., 27 fig. h. t. E. 22091. CDU 690.26 : 526.9.

232-61. Construction à toiture en voûte mince en Belgique (port d'Anvers) (Shell roof construction in Belgium). *Concr. Constr. Engng*, G.-B. (oct. 1952), vol. 47, n° 10, p. 311-314, 8 fig. — Longueur du bâtiment 465 m en 31 travées; largeur 61 m en 3 travées, plus deux sections en porte-à-faux de 3,50 m. E. 22350. CDU 690.244 : 693.55.

233-61. Murs et toits minces en béton (Thin concrete walls and roofs). *Concr. Constr. Engng*, G.-B. (oct. 1952), vol. 47, n° 10, p. 315-317, 5 fig. — Description de divers types étudiés par le service des Recherches du War Office Britannique. E. 22350.

CDU 690.244 : 693.55.

234-61. Toiture en métal léger « Fural » (Das Fural-Leichtmetalldach). *Bauplan. Bau- tech.*, All. (mai 1952), n° 8, p. 234-235, 3 fig. — Description, avantages et procédés de pose de la nouvelle toiture en métal léger mise au point par l'architecte suisse Josef Furrer sous le nom de toiture « Fural ». E. 21734.

CDU 690.24 : 691.77.

235-61. La toiture dans les grands édifices (El techado en las grandes construcciones). MEYER (L.); *Ingenieria*, Argent. (mars 1952), n° 920, p. 63. E. 22276. CDU 690.24.

236-61. Hourdis-toiture, matériau fragile. KUHNHOLTZ (J.); *Cah. Comit. Prév. Bâtiment. Trav. publ.*, Fr. (juil.-août 1952), n° 4, p. 164-166, 2 fig. — Nécessité de précautions pour la marche sur les hourdis-toitures. Compte rendu de cinq accidents. E. 22202.

CDU 614.8 : 690.24 : 691.833.

237-61. Toitures à voûtes minces pour un garage d'autobus (Shell roofs at an omnibus garage). *Concr. Constr. Engng*, G.-B. (sep. 1952), vol. 47, n° 9, p. 271-275, 8 fig. — La superficie totale du garage est de 4 929 m², la toiture comprend 12 baies de 33,55 × 12,2 m. Elle est supportée par des poutres faisant le tour du garage et par deux piliers de 0,8 m de diamètre espacés de 24,4 m. Description de la construction, béton utilisé, échafaudages et coffrages employés. E. 21975.

CDU 725.382 : 690.244 : 693.55.

238-61. Calcul de voûtes minces sans poutres de renforcement (Calculation of shell roofs without stiffening beams). PADUART (A.); *Concr. Constr. Engng*, G.-B. (oct. 1952), vol. 47, n° 10, p. 297-299, 3 fig. E. 22350.

CDU 690.244 : 693.55.

Fad ÉLÉMENTS  
NON PORTEURS

## Fad j Cloisons. Plafonds.

239-61. Sur la question des épaisseurs de parois (Zur Frage der Wanddicken). BRÜCKER (O.); *Bauwirtschaft*, All. (27 sep. 1952), n° 38-39, p. 891. — Considérations sur l'épaisseur à prévoir pour les parois extérieures et les parois intérieures, en tenant compte de la conductibilité thermique des matériaux, de la protection contre la chaleur, de la capacité d'emmagasiner de la chaleur, de la résistance mécanique du mur et des insuffisances d'exécution du chantier. E. 22110. CDU 690.225.

## Fad l Menuiseries.

240-61. Normalisation des dimensions des baies et châssis de fenêtres (Normalisatie der afmetingen van de vensteropeningen en ramen). *Soc. Nation. Habit. Logements bon Marché*, Belg. (1950), B-7, n° 17 (remplace feuille n° 2-5), en français : 2 p.; en flamand : 2 p., 5 fig. E. 22438. CDU 690.28 : 389.63.

241-61. Profil normalisé de châssis de fenêtre en bois (Standaardprofiel van een houten venster). *Soc. Nation. Habit. Logements bon Marché*, Belg. (1951), B-11, n° 18, en français : 2 p.; en flamand : 2 p., 6 fig. E. 22439. CDU 690.282 : 694.6 : 389.63.

242-61. Assemblages du châssis de fenêtre standard en bois (Verbindingen van het houten standaard-venster). *Soc. Nation. Habit. Logements bon Marché*, Belg. (1951), B-11, n° 19, en français : 2 p.; en flamand : 2 p., 6 fig. E. 22440. CDU 690.282 : 694.6 : 389.63.

## Feb HABITATIONS

243-61. Bases pour l'établissement des projets d'habitation dans les divers climats de l'Australie (Designing houses for Australian climates). DRYSDALE (J. W.); *Commonwealth Exper. Build. Sm. Austral.* (1952), Bull. n° 6, 41 p., 14 fig., 8 réf. bibl. — Ce bulletin remplace le n° 3 publié en 1947 : « Climate and House Design ». E. 22412.

CDU 728.3 : 690.37.

244-61. La maison allemande en briques (Das deutsche Ziegelhaus). BERNHARD (P.); *Ziegelindustrie*, All. (1<sup>er</sup> oct. 1952), n° 19, p. 730-732, 8 fig. E. 22183.

CDU 728 : 693.2 : 691.421.

Feb l Habitations  
individuelles.

245-61. Comment construire soi-même une petite maison (Smaastugebygge genom eget arbete). MALLIN (B.). Éd. : Tidskriften Hem i Sverige, Stockholm, Suède (1952), 1 vol., 240 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B-749 au chap. III « Bibliographie ». E. 21461. CDU 728.3 : 690 (02).

246-61. Présentation du nouveau type de maison n° 167 (Bostadsstyrelsens typhus 167 — en ny typ presenteras). HULTENBERGER (L.); *Cement Betong*, Suède (déc. 1951), n° 4, p. 243-264, 18 fig. — Présentation d'un type d'habitation à bon marché, susceptible d'être agrandie au fur et à mesure des besoins de la famille. Nombreux détails de construction. E. 18619. CDU 728.3 : 690.031.



247-61. Considérations sur le choix des matériaux entrant dans la construction des murs d'un pavillon d'habitation (Synpunkter paa val av väggmaterial till enfamiljshus). ROHFORS (H.); *Cement Betong*, Suède (déc. 1951) n° 4, p. 265-274, 7 fig. — Lorsque l'on envisage le choix des matériaux entrant dans la construction des murs d'une maison à bon marché il faut considérer quatre éléments : le prix de revient des matériaux, le prix de leur mise en œuvre, leur durée et leur pouvoir isolant (pour réduire le prix de revient du chauffage). L'article conclut en donnant la préférence aux blocs creux en béton revêtus d'un enduit de ciment (au besoin coloré) imperméable E. 18619. CDU 728.3 : 690.031.

248-61. Normes pour le prix de revient des habitations pour indigènes (Cost norms for native housing). GLEN (A. L.); *Nation. Build. Res. Inst.*, Afr. S. (juin 1952), Bull. n° 8, p. 38-59, 11 fig., 3 réf. bibl. E. 22300. CDU 728.3 : 690.37 : 690.031.

## Feb mo Immeubles de rapport.

249-61. Le chantier du pont de Sèvres. VACHER (G.); *Bâtir*, Fr. (sep. 1952), n° 24, p. 12-18, 14 fig. — Description et mode de réalisation de trois immeubles à 10 étages. Ossature en poteaux de section constante avec coffrages métalliques et en poutres comportant une couche inférieure de béton de pouzzolane. Planchers traditionnels sur corps creux en béton de pouzzolane vibré sur coffrages monolithes réemployables. Remplissage des façades en panneaux de béton de pouzzolane. Toitures-terrasses. Escaliers en éléments préfabriqués. Commentaire de la réalisation et des résultats obtenus. E. 22341. CDU 728.2.

## Fec BATIMENTS CULTURELS

250-61. Centre sanitaire de Woodberry (G.-B.) (Woodberry down health centre). *Architect*, G.-B. (16 oct. 1952), vol. 202, n° 4374, p. 469-472, 6 fig. — Description, plans et vues. E. 22375. CDU 725.51.

251-61. France. Constructions scolaires préfabriquées. *Tech. Archit.*, Fr. (sep. 1952), n° 11-12, 11<sup>e</sup> série, p. 64-65, 16 fig. — Description du système Jean Prouvé. Réalisation de l'école de Martigues. E. 22184. CDU 727.1 : 693.057.1.

## Fed OUVRAGES D'UTILITÉ PUBLIQUE

### Fed j Travaux militaires.

252-61. « S. H. A. P. E. Village », une expérience française d'industrialisation. SPINETTA (A.); *Tech. Archit.*, Fr. (sep. 1952), n° 11-12, 11<sup>e</sup> sér., p. 6-14, 15 fig. — Bilan de l'expérience de construction du « S. H. A. P. E. Village » en traditionnel évolué. Discussion des graphiques de marche des chantiers. Étude particulière du procédé Camus. E. 22184. CDU 725.8 : 690.022.

### Fed la Alimentation en eau.

253-61. Memento technique de l'eau. Éd. : Degrémont, Suresnes, Seine (1952), 1 vol., 427 p., nomb. fig., 1 pl. h. t. — Voir analyse détaillée B-738 au chap. III « Bibliographie » de la D. T. 60. — E. 22194. CDU 628.1 : 628.2/4 (02).

254-61. L'organisation du Service de Santé aux U. S. A.-I. *Eau*, Fr. (juin 1952), n° 6, p. 105-109, 2 réf. bibl. — Les méthodes de

traitement des eaux destinées à l'alimentation humaine aux États-Unis. II à IV. TRUHAUT (M.); (juil. 1952), n° 7, p. 129-131; (août 1952), n° 8, p. 141-145, 2 réf. bibl.; (sep. 1952), n° 9, p. 157-160. E. 21276, 21532, 21890, 22248. CDU 628.515.

### Fed m Hygiène publique.

255-61. La science américaine sur les eaux usées en 1951 (Die amerikanische Abwasser-Wissenschaft im Jahre 1951). IMHOFF (K.), SIERP (F.); *Gesundheitsingenieur*, All. (oct. 1952), n° 19-20, p. 316-326, 199 réf. bibl. — Revue d'ensemble des recherches exécutées. E. 22494. CDU 628.2/4.

256-61. Directives relatives à l'emmagasinement et à l'enlèvement des ordures domestiques des habitations (Richtlijnen inzake de behandeling van huisvuil in de woning). *Gezondheidsorganis. T. N. O.*, Pays-Bas (juin 1952), Rapport n° 12, en anglais : p. IV-V; en hollandais : p. 1-20, 15 fig. h. t., 4 réf. bibl. E. 22301. CDU 628.4.

### Fed n Génie rural. Irrigations.

257-61. Installation géante de pompage de Tracy, Central Valley, Californie. I. II. (fin) (The Tracy pumping plant of the Central Valley project, California). *Engineering*, G.-B. (3 oct. 1952), vol. 174, n° 4523, p. 425-426, 4 fig., 3 fig. h. t.; (10 oct. 1952), vol. 174, n° 4524, p. 463-465, 3 fig., 8 fig. h. t. — Six pompes : le débit de chaque pompe à 180 tr/mn est de 1 400 m³/mn pour une hauteur de refoulement de 60 m. Moteurs de 22 500 ch triphasés synchrones. L'installation est destinée à l'irrigation de la vallée. E. 22261, 22342. CDU 631.6 : 627.8 : 628.12.

## Fib OUVRAGES INDUSTRIELS ET COMMERCIAUX

### Fib je Industrie.

258-61. Bâtiments pour un laboratoire d'essais, des ateliers et une tour à neuf étages d'une usine à Uzwill (Suisse) (Versuchsanlage und Laborgebäude der Firma Gebrüder Bühler, Maschinenfabrik, Uzwill). HIRT (K.), SCHLATTER (E.), GROEBELI (W.), STADELMANN (W.), PFAU (A.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (18 oct. 1952), n° 42, p. 597-608, 40 fig., 3 réf. bibl. — Description complète, ouvrages en ciment armé, charpente métallique. E. 22382. CDU 725.4 : 727.5.

259-61. Contribution à la construction en béton préfabriqué (Ein Beitrag zum Bauen mit Stahlbetonfertigteilen). LANGE (W.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (août 1952), n° 11, p. 338-343, 21 fig. — Description d'un immense atelier de montage construit à Berlin en 1950-1951 à l'aide d'éléments préfabriqués en béton armé. Caractéristiques générales du bâtiment. Détails de la construction, en particulier des fermes, des plaques de toiture et de l'armaturage des éléments en treillis. E. 21703. CDU 725.4 : 693.55 : 693.057.1.

260-61. Exemple de l'emploi des éléments préfabriqués en béton armé dans la construction industrielle (Ein Beispiel zur Verwendung von Stahlbetonfertigteilen im Industriebau). *Bauplan.-Bautech.*, All. (août 1952), n° 11, p. 345-348, 10 fig. — Organisation de l'étude des projets. Principes techniques de la construction des ateliers et exécution de ceux-ci; fondations, piliers principaux et supports de ponts-roulants. Montage des éléments préfabriqués et détails sur les appareils employés et sur les temps d'exécution. E. 21703. CDU 725.4 : 693.55 : 693.057.1.

261-61. Aménagement complet d'un terrain pour une aciérie à Lone Star (Texas) (Drive to ready Lone Star steel plant). LONDON (Ed. F.); *Excav. Engr.*, U. S. A. (sep. 1952), vol. 46, n° 9, p. 24-31, 12 fig. — Installation de 75 000 000 de dollars. Excavation, déblaiements, remblayages, création de routes, fondations sur pieux en béton armé, etc. E. 22340. CDU 725.4 : 624.13 : 624.154.

262-61. Nouvelle usine à Brynmawr (Pays de Galles) (Factory at Brynmawr). C. A. C. A., G.-B. (juil. 1952), Bb. 13, 24 p., 50 fig., 1 fig. h. t. — Description complète de cette usine pour le travail du caoutchouc et des matières plastiques, considérée en Angleterre comme la réalisation la plus intéressante de l'année. Bâtiment principal : 137 × 98 m. E. 22220. CDU 725.4.

### Fib jo Alimentation.

263-61. Le bâtiment du Bureau des Viandes à Pretoria (The Meat Board Building, Pretoria). STAUCH (H. W. E.); *S. Afr. Archit. Rec.*, Afr. S. (sep. 1952), n° 9, p. 212-221, 22 fig. — Bâtiment en charpentes métalliques et béton armé. Description complète. E. 22288. CDU 725.28 : 690.2.

### Fib n Production d'énergie. Barrages.

264-61. La technique des mesures effectuées sur les barrages (Talsperren-Mess-technik). HUGGENBERGER (A. U.); Éd. : Springer, Berlin, All. (1951), 1 vol., VII + 132 p., 175 fig., 23 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-745 au chap. III « Bibliographie ». — E. 22059. CDU 627.8 : 620.1 (02).

265-61. Le barrage vertical le plus haut du monde (El dique perpendicular a gravedad mas alto del mundo). *Ingenieria*, Argent. (juin 1952), n° 923, p. 159, 2 fig. — Barrage de Bhakra, au pied de l'Himalaya. Hauteur 207 m. E. 22278. CDU 627.8.

266-61. Nouveau réseau d'irrigation à Puerto Rico (Puerto Rico constructs new irrigation project). LUCCHETTI (A.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 22, n° 10, p. 46-49, 6 fig. E. 22474. CDU 627.8 : 631.6.

267-61. Les travaux d'aménagement de la chute de Donzère-Mondragon, sur le Rhône. La construction de l'usine André Blondel et de l'écluse de Saint-Pierre. GRES (G.); *Génie civ.*, Fr. (1<sup>er</sup> oct. 1952), t. 129, n° 19, p. 361-367, 25 fig., 2 réf. bibl. — Description du bloc usine-déchargeur-écluse de la chute de Donzère-Mondragon. Exécution des travaux de terrassement avec rabattement de nappe. Fabrication du béton et bétonnage. Détails des ouvrages. E. 22164. CDU 627.8.

268-61. Le barrage « Président Aleman » au Mexique (President Aleman dam : more power for Mexico). SAINT-ALBANS (M.); *Excav. Engr.*, U. S. A. (sep. 1952), vol. 46, n° 9, p. 14-21, 18 fig. — Ce barrage sera le plus grand de l'Amérique latine. Description des travaux préparatoires : fouilles, excavations, organisation des chantiers, installation de bétonnage, fondations de l'usine hydroélectrique, alimentation des ouvriers. Les deux-tiers de l'ouvrage sont exécutés. E. 22340. CDU 627.8.

269-61. Usine hydroélectrique du barrage de Ross (Seattle, Washington) (Ross dam gets a powerhouse). *West. Constr.*, U. S. A. (oct. 1952) vol. 27, n° 10, p. 72-76, 7 fig. — Construction de plusieurs tunnels (excavations, revêtements, etc.). E. 22459. CDU 627.8 : 621.311.21.

270-61. Installation hydroélectrique et usine de fabrication d'aluminium de Nechako-Kemano-Kitimat (Colombie Britannique) (Nechako-Kemano-Kitimat. Hydro-electric power development and aluminium-reduction plant). LAWTON (F. L.), KENDRICK (J. S.); *Engng J.*, Canada (sep. 1952), vol. 35, n° 9, p. 915-929,



13 fig. — L'Aluminium Co du Canada construit actuellement un ensemble industriel qui comportera des dimensions inusitées de l'usine souterraine de force motrice, du débit d'énergie, des turbines et des conduites forcées. Description complète : voies d'accès, réservoir d'accumulation, puissance disponible : 1 700 000 ch, barrage-poids de Kenney, tunnels d'adduction d'eau en charge, conduites forcées, turbines et générateurs, transmission d'énergie. Usine réductrice pour la fabrication de l'aluminium de Kitimat. E. 22281.

CDU 627.8 : 725.4 : 691.77.

271-61. Le barrage-poids de Hungry Horse, (U. S. A.) (El dique de Hungry Horse). PALMETTER (C. F.); *Ingenieria*, Argent (mars 1952), n° 920, p. 37-43, 8 fig. — Hauteur 156 m, longueur 630 m. E. 22276.

CDU 627.8.

272-61. Barrage de Grand Coulee (U. S. A.). Les pompes sont mues par les plus grands moteurs du monde (Digue del Gran Coulee. Accionan el mayor equipo de bombeo los motores mas grandes del mundo). HURTON (S. E.); *Ingenieria*, Argent. (juil.-août 1952), n° 924, p. 192-199, 14 fig. E. 22279.

CDU 627.8.

273-61. Aménagement du Rhin. La chute d'Ottmarsheim. I. II. (fin) (Das Kraftwerk Ottmarsheim). *Hoch-Tiefbau*, Suisse (18 oct. 1952), n° 42, en français : p. 338-339, en allemand : p. 339-341, 5 fig., 1 réf. bibl.; (25 oct. 1952), n° 43, en français : p. 346-347; en allemand : p. 347-349, 5 fig. E. 22383, 22479.

CDU 627.8.

274-61. Installation de Glen Affric (Écosse), réalisée par l'Office hydroélectrique du Nord de l'Ecosse. I. II. (The Glen Affric scheme of the North of Scotland hydro-electric board). *Engineering*, G.-B. (10 oct. 1952), vol. 174, n° 4524, p. 457-460, 7 fig., 9 fig. h. t.; (17 oct. 1952), vol. 174, n° 4525, p. 489-493, 14 fig., 6 fig. h. t. — Barrage poids de Mullardoch. Tunnel de 5,6 km, sous haute pression. Cheminée d'équilibre. Conduite forcée. E. 22342, 22415.

CDU 627.8.

275-61. Le barrage en remblai de roches de Kenny (Colombie Britannique Septentrionale). Un triomphe de la construction dans une région désertique (Kenny rock-fill dam... A construction triumph in the wilderness). *Constr. Methods*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 34, n° 10, p. 50-54, 8 fig. E. 22475.

CDU 627.8.

276-61. Construction d'un barrage en terre dans la région tropicale (Mexique) (Building an earthfill dam in the tropics). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (9 oct. 1952), vol. 149, n° 15, p. 34-35, 4 fig. E. 22455.

CDU 627.8 : 691.41.

277-61. Renseignement tiré de la construction d'une usine hydroélectrique Handeck II. I. II (Erfahrungen beim Bau des Kraftwerkes Handeck II). BÄCHTOLD (J.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (4 oct. 1952), n° 40, p. 573-577, 11 fig.; (11 oct. 1952), n° 41, p. 587-590, 7 fig. E. 22182, 22280.

CDU 627.8 : 621.311.21.

278-61. L'usine hydroélectrique André Blondel sur le Rhône (André Blondel power station on the river Rhone). *Engineer*, G.-B. (24 oct. 1952), vol. 194, n° 5048, p. 547, 1 fig. E. 22481.

CDU 627.8 : 621.311.21.

279-61. Application de l'étude photoélastique des contraintes à un problème de renforcement des vannes (Photoelastic stress analysis solves penstock reinforcement problem). KAHN (H. J.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 22, n° 10, p. 44-45, 4 fig. E. 22474.

CDU 627.8 : 690.593.2.

281-61. Les délégués aux Nations Unies inaugureront la semaine prochaine le bâtiment des Assemblées Générales (United Nations delegates to inaugurate General Assembly building next week). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (9 oct. 1952), vol. 149, n° 15, p. 26-27, 6 fig. — Bâtiment des séances plénières de l'O. N. U. à New-York. E. 22455.

CDU 725.1.

282-61. Projet préliminaire du Palais de l'Unesco à Paris (Unesco Paris preliminary project). *Architect*, G.-B. (23 oct. 1952), vol. 202, n° 4375, p. 486-488, 6 fig. E. 22456.

CDU 725.1.

## Fid VOIES DE COMMUNICATION

### Fid ja Routes.

283-61. Barrage et travaux d'art dans la construction des routes (Damm und Kunstbauten im Strassenbau). KEIL (K.); *Strassen-Tiefbau*, All. (sep. 1952), n° 9, p. 267-273, 9 fig. E. 22186.

CDU 625.731 : 627.8.

284-61. Méthodes concernant les travaux d'arpentage pour les grandes routes (Methods for making highway soil surveys). WOODS (K. B.); *Proc. A. S. C. E.* (Surveying Mapping Div.), U. S. A. (sep. 1952), vol. 78, Separ. n° 152, 10 p., 3 fig., 35 réf. bibl. E. 22295.

CDU 625.7/8 : 526.9.

285-61. Finition mécanique de la surface des routes (Mechanical surfacing of roads). LOVELL (S. M.), RICHARDS (E. W. W.), WILSON (Th. U.); *Proc. Instn civ. Engrs* (Engng Div.), G.-B. (oct. 1952), vol. 1, n° 3, p. 662-724, 12 fig., 16 fig. h. t. E. 22244.

CDU 625.75.

286-61. Le calcul des revêtements rigides pour routes et aérodromes. PELTIER (R.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (oct. 1952), n° 249, p. 25-40, 43, 16 fig. — Calcul des dalles indéfinies. Discussion des hypothèses de Westergaard et de Boussinesq et adoption de cette dernière. Application aux dalles de dimensions finies. Méthode expérimentale de M. Dantou. Calcul des effets hygrothermiques. Étude du sol de fondation et mesure des caractéristiques des sols. Méthode pratique de calcul des dalles. Problème des joints. Nouveaux types de dalles. E. 22283.

CDU 625.84 : 629.139.1 : 693.54.

287-61. Nouveaux revêtements de béton non armé sur les grandes routes du New-Jersey (More unreinforced concrete pavement being laid on New Jersey highways). *Engng News-Rec.*, U. S. A. (25 sep. 1952), vol. 149, n° 13, p. 38-40, 43, 4 fig. E. 22285.

CDU 625.84 : 693.54.

288-61. Projet et construction des pavages et revêtements en béton (The design and construction of concrete pavements). SPARKES (F. N.); *Reinf. Concr. Rev.*, G.-B. (jan. 1952), vol. 2, n° 8, p. 465-508, 14 fig., 18 réf. bibl. — Revue des progrès récents et des méthodes nouvelles relatives aux chaussées et dallages en béton. Épaisseur du béton en fonction de la nature du sol. Compactage des sous-couches, contrôle des mélanges et des conditions de mise en place. Mécanisation des opérations. Application des résultats de recherches. Discussion. E. 22156.

CDU 625.84 : 693.54.

289-61. La construction des routes en béton (Construction of concrete roads). ANDREWS (W. P.); *C. A. C. A.*, G.-B. (juil. 1952) v + 56 p., 53 fig., 16 réf. bibl. — Étude sur la topographie et l'implantation des ouvrages. Description des divers sous-sols, exécution de la forme, étude des divers matériaux utilisés. Étude particulière du béton, organisation du chantier, méthodes de construction, construction par mauvais temps. Description de divers types de routes, méthodes d'entretien et de réparation. E. 21754.

CDU 625.85 : 691.161 : 625.731.

290-61. Réalisations récentes dans la construction des routes en béton (Recent developments in concrete road construction). SALTER (R. J.); *Muck Shifter*, G.-B. (oct. 1952), vol. 10, n° 10, p. 453-459, 5 fig. — E. 22192.

CDU 625.84 : 693.54.

291-61. Le procédé sol-ciment pour les routes prend de l'extension en Australie (Soil-cement progress in Australia). CHASTON (F. N.); *Constr. Rev.*, Austral. (8 août 1952), vol. 25, n° 4, p. 17-24, 9 fig. E. 22217.

CDU 625.84 : 691.161.

292-61. Exécution des revêtements des chaussées en béton d'après les connaissances les plus récentes (Ausführung von Betonfahrbahn-decken nach neuesten Erkenntnissen). STREET (D.); *Bauwirtschaft*, All. (22 oct. 1952), n° 42-43, p. 979-982, 7 réf. bibl. E. 22470.

CDU 625.84 : 693.54.

293-61. Joints et liaisons dans les revêtements en béton des chaussées (Fugen und Dübel in Betonfahrbahndecken). STREET (G.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 225-231, 20 fig., 4 réf. bibl. E. 22372.

CDU 625.84 : 693.54 : 688.5.

294-61. Le treillis d'acier dans la construction des routes en béton (Baustahlgewebe im Betonstrassenbau). ERNST (W.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 231-234, 10 fig., 1 réf. bibl. E. 22372.

CDU 625.84 : 693.54.

295-61. Développement de l'emploi des machines allemandes pour la construction des routes en béton (Ueber den Entwicklungsstand deutscher Maschinen für den Betonstrassenbau). RATHSMANN (E.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 241-244, 10 fig., 1 réf. bibl. E. 22372.

CDU 625.84 : 693.54.

296-61. Influence du sous-sol sur les revêtements en béton (Einflüsse des Untergrundes auf Betondecken). SCHAIBLE (L.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 245-247, 10 fig. E. 22372.

CDU 625.731 : 625.84 : 693.54.

297-61. Injections d'asphalte sous les revêtements de béton (Inyecciones de asfalto bajo los firmes de hormigon). WINTERS (W. F.); *Inform. Constr* (Inst. tec. Constr. Cemento), Esp. (août-sep. 1952), n° 43, p. 513.3/1-513.3/2, 5 fig. (tiré de : « Roads Engng Constr. »). E. 22091.

CDU 625.84 : 693.54 : 691.161.

298-61. Chemins vicinaux en béton dans le district d'Örebro (Betongvägar i Örebro län). OHLSON (S.); *Cement-Betong*, Suède (juin 1952), n° 2, p. 73-80, 9 fig. — Étude du comportement de 31 km de chemins vicinaux en béton construits dans le district d'Örebro entre 1925 et 1934, suivant différents systèmes. Leur excellente tenue conduit à en conseiller l'extension car le prix de revient de la construction, plus élevé que celui des routes bitumées, est largement compensé par une durée beaucoup plus longue et des frais d'entretien moindres. E. 21457.

CDU 625.84 : 693.54.

299-61. Revêtement en béton de la nouvelle route d'Uppsala entre Dammtorp et Pommern (Betongbeläggning aa nya Uppsalavägen, delen Dammtorp-Pommern). PERSSON (B.); *Cement Betong*, Suède (juin 1952), n° 2, p. 81-91, 11 fig. — Le revêtement de béton a 15 cm d'épaisseur au centre et 20 cm sur les bords. Il comporte une armature et il est pourvu de joints transversaux espacés de 16 m, un joint sur deux s'étendant sur toute l'épaisseur et l'autre sur la moitié de l'épaisseur. Le béton a été vibré. E. 21457.

CDU 625.84 : 693.54.

300-61. Béton de revêtement à air occlus (Om luftinblandad beläggning-betong). BÄHRNER (V.); *Cement-Betong*, Suède (juin 1952), n° 2, p. 108-121, 7 fig. — Le béton de revêtement à air occlus, qui se répand de plus en plus à l'étranger, et notamment aux États-Unis, a donné d'excellents résultats, surtout du point de vue durée et résistance à la gelée et à la

## Fic BATIMENTS PUBLICS

280-61. U. S. A. Siège permanent de l'Organisation des Nations Unies à New-York. *Tech. Architect.*, Fr. (sep. 1952), n° 11-12, 11<sup>e</sup> sér., p. 54-56, 7 fig. — Dispositions diverses du bâtiment de l'O. N. U. — E. 22184.

CDU 725.1.



fissuration. La meilleure maniabilité du béton permet de réduire le rapport eau/ciment. Toutefois, la teneur en air doit être maintenue entre d'étroites limites, 3 et 5 %. Les agents entraîneurs d'air les plus employés sont le Darex et la résine Vinsol. E. 21457.

CDU 625.84 : 693.54.

301-61. Note sur les joints dans les routes en béton (A note on joints in concrete roads). *Indian Concr. J.*, Inde (15 août 1952), vol. 26, n° 8, p. 223-224, 2 fig. E. 22171.

CDU 625.84 : 693.54 : 688.5.

302-61. La première route de l'Ouest des U. S. A. à revêtement par mélange asphaltique contenant du caoutchouc naturel granulaire (Los Angeles) (Los Angeles is site of experiment, laying the West's first natural rubber road). *West. Constr.*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 27, n° 10, p. 68-69, 3 fig. E. 22459.

CDU 625.85 : 691.17.

303-61. Nouvelles acquisitions et connaissances dans la construction des routes bitumineuses et asphaltiques. I. II. (fin) (Neue Erfahrungen und Erkenntnisse im Asphalt- und Teerstrassenbau). ZIGNER (G.); *Bitum.-Teere-Asph.-Pecher ver-Stoffe*, All. (sep. 1952), n° 9, p. 223-228, 5 fig., 1 réf. bibl.; (oct. 1952), n° 10, p. 267-270, 2 fig. E. 22017, 22495.

BDU 625.85 : 691.161.

304-61. Essai de classement systématique des produits bitumineux pour la construction des routes (Versuch einer systematischen Einteilung der bituminösen Strassenbaumassen und Strassenbauverfahren). LORENZ (W.); *Strassen-Tiefbau*, All. (sep. 1952), n° 9, p. 262-265, 1 fig. E. 22186.

CDU 625.85 : 691.161.

305-61. Procédé simple pour la mesure exacte de la rapidité de durcissement des goudrons pour routes (Ein einfaches Verfahren zur exakten Messung der Abbindegeschwindigkeit von Strassenteeren). FRANCK (H.-G.), WEGENER (O.); *Bitum.-Teere-Asph.-Pecher ver-Stoffe*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 251-258, 9 fig., 3 réf. bibl. E. 22495.

CDU 625.85 : 691.161.

306-61. Revêtements à liant bitumineux exécutés en 1951 dans la province de Milan (Pavimentazioni in conglomerato bituminoso eseguite in provincia di Milano nel 1951). ZAMBONI (D.); *Strade*, Ital. (sep. 1952), n° 9, p. 249-252, 3 fig. E. 22247.

CDU 625.85 : 691.161.

307-61. L'autoroute de Lille. MOCH (P.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (oct. 1952), n° 249, p. 45-50, 55, 9 fig. — Utilité de l'autoroute. Caractéristiques du projet. Carrefours de raccordement. Ouvrages d'art. Constitution de la chaussée. Esthétique. Dépenses. Organisation administrative. E. 22283.

CDU 625.7/8.

308-61. Sécurité de la circulation pour le trafic motorisé (Fahrsicherheit für motorisierten Verkehr). LENZ (L.); *Strassen-Tiefbau*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 315-318, 8 fig. E. 22461.

CDU 625.746.

## Fid ji Voies ferrées.

309-61. Facteurs qui interviennent dans le remaniement des ponts supérieurs et inférieurs et leur influence sur le programme des travaux (Factors involved in the renewal of underline and overline bridges and their influence on design). BUTLAND (A. N.); *Proc. Instn civ. Engrs* (Engng Div.), G.-B. (oct. 1952), vol. 1, n° 3, p. 725-759, 7 fig., 20 fig. h. t., 1 réf. bibl. — Coordination des divers services du chemin de fer pour ces opérations. E. 22244.

CDU 624.1/8 : 625.1 : 690.593.

310-61. Constructions des superstructures des chemins de fer. Principes de la construction de la voie (Eisenbahnoberbau die Grundlagen des Gleisbaues). HANKER (R.); Ed.: Springer, Vienne, Autr. (1952), 1 vol., VIII + 256 p., 282 fig., 249 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-746 au chap. III « Bibliographie ». — E. 21950.

CDU 625.14 (02).

311-61. Construction en béton armé pour un croisement de voie ferrée sous angle aigu (Spitzwinkliges Bauwerk in Stahlbeton für eine Eisenbahnkreuzung). STEINKE (H.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (août 1952), n° 8, p. 186-188, 8 fig. — E. 21704.

CDU 625.1 : 693.55.

312-61. Chasse-neige des chemins de fer danois (Danske statsbaners snevaern). CHRISTENSEN (Ch. B.); *Dansk Vejdudskrift*, Danm. (avr. 1952), n° 4, p. 61-75, 10 fig. — L'augmentation du poids et de la puissance des locomotives a permis d'actionner des chasse-neige de plus en plus puissants, mais le développement de l'équipement électrique de signalisation et de traction a accru la vulnérabilité des chemins de fer aux abondantes chutes de neige qui se produisent fréquemment pendant la mauvaise saison. Description des méthodes et du matériel utilisés pour dégager les voies et assurer le fonctionnement des appareils de signalisation. E. 20317.

CDU 625.1 : 699.8.

## Fid l Voies maritimes.

313-61. Reconstruction des docks à Sunderland (Angleterre) (Docks reconstruction at Sunderland). *Engineering*, G.-B. (24 oct. 1952), vol. 174, n° 4526, p. 525-528, 12 fig. E. 22507.

CDU 627.3 : 725.3 : 690.593.

314-61. Le port de Gènes. Son développement dans les cinquante dernières années (The port of Genoa. Its development in the last 50 years). *Dock Harbour Author.*, G.-B. (oct. 1952), vol. 33, n° 384, p. 163-169, 12 fig. — Croissance du port. Ses stades successifs. Description du port actuel. Matériel flottant. Appareils divers. Silos et réservoirs. Frigorifiques, installation du quai. Main-d'œuvre. E. 22398.

CDU 627.3.

315-61. Le port de Londres. Divers aspects techniques de la reconstruction et des développements d'après-guerre. II. (fin) (The port of London. Some engineering aspects of post-war reconstruction and development). ORDMAN (N. N. B.); *Dock Harbour Author.*, G.-B. (oct. 1952), vol. 33, n° 384, p. 170-172, 4 fig. E. 22398.

CDU 627.3.

316-61. Stabilisation des berges par des revêtements et des murettes (Bank stabilization by revetments and dikes). HAAS (R. H.), WELLER (H. E.); *Proc. A. S. C. E.* (Waterways Div.), U. S. A. (sep. 1952), vol. 78, Separ. n° 148, 12 p., 7 fig., 1 réf. bibl. E. 22293.

CDU 627.1 : 693.6.

317-61. L'aménagement du Rhin entre Strasbourg et Bâle. GRAFF (M.); *Ingenieur*, Pays-Bas (5 sep. 1952), n° 36, p. A.409-A.414, 6 fig. (Article en français). — Description des travaux d'aménagement du Rhin. Régularisation du fleuve par épis en gabions. Lutte contre l'érosion du fond du lit. Construction du grand canal d'Alsace. Bief de Kembs. Bief d'Ottmarsheim. Constitution des écluses. Mode de revêtement des canaux en dalles préfabriquées. Exécution des travaux. Installations et matériels. Raccordement des deux biefs. Conclusion. E. 22269.

CDU 627.1 : 626.1 : 386.2.

318-61. Réfection des parements d'une écluse sur la rivière Monongahela (Pennsylvanie) par une injection de coulis de mortier et d'aggrégats (Lock n° 5, Monongahela River, refaced by grout-intrusion method). MINNOTTE (J. S.); *Civ. Engrg.*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 22, n° 10, p. 50-53, 10 fig. E. 22474.

CDU 626.41 : 690.593.

319-61. Réfection partielle des grandes écluses de Veere (De vernieuwing van het buitenhoofd der grote schutsluis te Veere). WIEBES (A.); *Voordr. Gehouden Konink. Inst. Ingrs*, Pays-Bas (1951), n° 59 t/m 71, p. 1129-1145, 17 fig. (résumé anglais). — La destruction des pieux de sapin attaqués par le *Limnoria lignorum* a nécessité la réfection partielle des

écluses de Veere (canal de Walcheren) construites en 1870. Plan des nouveaux systèmes de pieux de fondation. Description des travaux. E. 19007.

320-61. Le nouveau môle pour le chargement des pétroliers et des cargos de Mina al Ahmadi (Golfe Persique). *Génie civ.*, Fr. (1<sup>er</sup> oct. 1952), t. 129, n° 19, p. 375, 2 fig. — Description générale d'un ouvrage comportant un viaduc d'accès de 1 260 m de longueur, un môle pour pétroliers et un môle pour cargos. E. 22164.

CDU 627.3.

321-61. Reconstruction du quai des Céréales au port de Brême (Getreideanlage Bremen. Wiederaufbau des Pier « A » Bauausführung). SCHENCK (W.); *Bautechnik*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 265-272, 20 fig. E. 22260.

CDU 627.3 : 690.593.

322-61. Le plus grand wharf à pétroliers dans l'estuaire de la Tamise (Largest oil jetty in Thames estuary). *Highw. Bridges Engng Works*, G.-B. (15 oct. 1952), vol. 19, n° 954, p. 6, 1 fig. E. 22381.

CDU 627.3 : 665.5.

323-61. Bassin de radoub sur la côte Nord-Est de la Grande-Bretagne (à Sunderland) I. (A dry dock on the North East Coast). *Engineer*, G.-B. (10 oct. 1952), vol. 194, n° 5046, p. 494-495, 5 fig. — Il peut recevoir des pétroliers de 32 000 t. Longueur : 206 m. E. 22287.

CDU 627.364.

324-61. Approfondissement des ports de Duisburg et de Ruhrort (Die Vertiefung der Duisburg-Ruhrorter Häfen). BUMM (H.); *Bautechnik*, All. (oct. 1952), n° 10, p. 281-289, 29 fig. E. 22260.

CDU 627.4 : 690.59.

325-61. La protection des rives, des rivières par les plantes dans le bassin du Weser (Pflanzen als Uferschutz im Wesergebiet). HIRSCH (A.); *Wasserwirtschaft*, All. (oct. 1952), n° 1, p. 1-7, 11 fig., 12 réf. bibl. E. 22460.

CDU 627.1 : 699.8.

326-61. Ouvrages hydrauliques en Chine (Waterbouwkunde in China). VAN DER OORD (W. J.); *Voordr. Gehouden Konink. Inst. Engrs*, Pays-Bas (1951), n° 59, t/m 71, p. 1055-1079, 38 fig. (résumé anglais). — Revue de quelques réalisations effectuées en Chine dans le domaine des ouvrages hydrauliques, étude particulière de travaux de réparations de digue sur le Grand Canal, de la construction de digues le long du fleuve Huai et de jetées dans la baie d'Hangchow. E. 19007.

CDU 267.3 : 690.593.

## Fid p Voies aériennes.

327-61. Hangar métallique pour l'Aéro-club de Cuatro Vientos (Espagne). MARTINEZ PARIS (J.); *Ossature métall.*, Belg. (oct. 1952), n° 10, p. 469-472, 9 fig. — Charpente métallique soudée comportant une travée centrale en arc s'appuyant sur deux portiques latéraux. Détails d'exécution et de montage. E. 22185.

CDU 691.139.2 : 725.39 : 693.97.

328-61. La technique adoptée pour la construction de nouveaux hangars circulaires en ciment armé (La tecnica adottata per la costruzione di nuovi hangar circolari in cemento armato). *Corr. Costr.*, Ital. (18 sep. 1952), n° 38, p. 6, 2 fig. — Toiture en anneau circulaire de 50 m de diamètre extérieur en porte-à-faux de 14 m sur une base circulaire à larges ouvertures de 22 m de diamètre. E. 22193.

CDU 629.139.2 : 725.39 : 693.55.

## Fif OUVRAGES D'ART

329-61. Association internationale pour la Construction des Ponts et autres ouvrages. II. III (fin) (International Association for Bridge and structural Engineering). *Engineering*, G.-B. (3 oct. 1952), vol. 174, n° 4523, p. 427-429; (17 oct. 1952), n° 4525, p. 493-495.

— Principes fondamentaux et propriétés du béton. Problèmes courants du béton, du béton armé et du béton précontraint. E. 22261, 22415. CDU 624.2/8 : 693.54.

## Fif 1 Soutènements.

330-61. Murs de soutènement en béton préfabriqué (Precast concrete retaining walls). *Concr. Build. Concr. Prod.*, G.-B. (oct. 1952), vol. 27, n° 10, p. 205-206, 8 fig. E. 22176. CDU 624.152 : 693.5 : 693.057.1.

## Fif m Ponts.

331-61. Enseignements tirés de l'effondrement de ponts (Brückeneinstürze und ihre Lehren). STAMM (C.); Éd. : Leemann, Zurich, Suisse; Librairie technique et Documentation, Paris (1952), 1 vol., Mitt. Inst. Baustat., n° 24, 99 p., nombr. fig., 157 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B-743 au chap. III « Bibliographie ». — E. 21972. CDU 624.2/8 : 690.592 (02).

332-61. Pourquoi ne construirait-on pas des ponts soudés pour les chemins de fer ? (Welded railroad bridges, why not ?). GREENBERG (S.A.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (oct. 1952), vol. 22, n° 10, p. 39-43. — Discussion. E. 22474. CDU 624.27 : 621.791 : 625.1.

333-61. Emploi de la neige carbonique dans la réparation de piles de pont (Empleo del hielo seco en la reparacion de pilares de puentes). TAUNTON (A. J. S.); *Ingenieria*, Argent. (avr. 1952), n° 921, p. 74-78, 10 fig. E. 22277. CDU 624.21 : 690.593.

334-61. Réparation des éléments en béton dans les ponts (Skador och reparationer paa betongkonstruktioner i broar). ØSTERMAN (J.); *Betong*, Suède (1952), n° 3, p. 235-244, 9 fig. (résumé anglais). E. 22355. CDU 624.2/8 : 693.55 : 690.593.

335-61. Le nouveau pont de Poissy et ses accès. *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (oct. 1952), n° 249, p. 61-62, 2 fig. — Pont métallique à trois travées de 50, 85 et 50 m. Piles fondées sur pieux battus. E. 22283. CDU 624.27 : 693.97.

336-61. La reconstruction du pont Corneille à Rouen. ROSBACH (R.); *Ossature métall.*, Belg. (oct. 1952), n° 10, p. 459-467, 14 fig. — Description de ce pont en acier soudé. Contrôle des soudures. Fabrication des poutres et leur montage. Essais en charge. E. 22185. CDU 624.27 : 693.97.

337-61. Pont « Memorial des Vétérans » à Saint-Louis (U. S. A.) (East St. Louis Veterans Memorial bridge). SANDERS (A. L. R.); *Proc. A. S. C. E. (Constr. Struct. Div.)*, U. S. A. (sep. 1952), vol. 78, Separ. n° 150, 7 p., 2 fig., 3 réf. bibl. — Pont métallique à trois travées dont une centrale de 293 m en cantilever avec portion médiane de 98 m. E. 22294. CDU 624.27 : 693.97.

338-61. Pont biais en béton armé pour le passage d'une route au-dessus d'une voie ferrée et d'une autre route, à Swansea (Pays de Galles) (Bridge on east-side approach road at borough boundary, Swansea). ERIKSEN (B.); *J. Instn Munic. Engrs.*, G.-B. (7 oct. 1952), vol. 79, n° 4, p. 177-184, 6 fig. E. 22254. CDU 625.74 : 693.55.

339-61. Reconstruction du pont du Grillo sur le Tibre et du pont de Castelfranco de Sotto sur l'Arno (La ricostruzione del ponte del Grillo sul Tevere e del ponte di Castelfranco di Sotto sull'Arno). MORANDI (R.); *Industr. Ital. Cemento*, Ital. (sep. 1952), n° 9, p. 199-204, 8 fig., 3 réf. bibl. — Pont du Grillo : béton armé, poutre Gerber, trois ouvertures 34,8, 43,9, 34,8 m. Pont de Castelfranco : béton précontraint, cinq travées de 32,1 m. E. 22170. CDU 624.27 : 693.55.

340-61. Trois viaducs au Vénézuëla. *Bâtir*, Fr. (sep. 1952), n° 24, p. 3-5, 6 fig. — Construction de trois viaducs en arc de 152, 146 et 138 m de portée, construits en béton pour une autoroute. Exécution de deux parties des arcs en porte-à-faux et de la partie centrale sur cintres suspendus aux porte-à-faux en employant des éléments préfabriqués précontraints. Tablier constitué de poutres en béton précontraint. E. 22341. CDU 624.6 : 625.74.

341-61. Mesures des oscillations sur le pont Ebert à Plauen (Allemagne) (Schwingungstechnische Messungen an der Ebertbrücke über das Syrtal in Plauen). MARTIN (H.); *Bauplan.-Bautech.*, All. (mai 1952), n° 8, p. 198-200, 3 fig., 7 réf. bibl. E. 21734. CDU 624.6 : 534.15.

342-61. Le nouveau pont-levis du port de pêche de Dieppe. DESBAZEILLE (P.); *Tech. mod., Constr.*, Fr. (sep. 1952), t. 7, n° 9, p. 261-266, 7 fig. — Description d'un pont-levis de 19 m d'ouverture en charpente métallique rivée. Détails des parties mécaniques et électriques, de la cabine de manœuvre. E. 22146. CDU 624.82 : 693.97.

343-61. La reconstruction du pont-route de Strasbourg-Kehl sur le Rhin. II. (fin). PORTAT (R.); *Travaux*, Fr. (oct. 1952), n° 216, p. 471-478, 14 fig. — Critique de la conception des ponts provisoires en bois de Strasbourg-Kehl, du point de vue de la résistance à l'humidité. Nouveau pont provisoire constitué de travées métalliques allemandes du type W. S. et du type S. K. R. Mode de construction. E. 22135. CDU 625.74 : 624.87 : 693.97.

## Fo INCIDENCES EXTÉRIEURES

### Foc Entretien. Réparations.

344-61. Marché récent pour la consolidation de béton armé ancien, de poutres en bois et de poutres en acier (Strengthening of old reinforced concrete; timber and steel beams on a recent contract). FABER (J.); *Struct. Engr.*, G.-B. (oct. 1952), vol. 30, n° 10, p. 236-239, 7 fig. E. 22243. CDU 725.36 : 690.593.

345-61. Reprise en sous-œuvre de l'église de St. Mary Astley, Angleterre (Underpinning at the church of St. Mary Astley, Warwickshire). PRYKE (J. F. S.); *Civ. Engng.*, G.-B. (oct. 1952), vol. 47, n° 556, p. 831-834, 14 fig. E. 22358. CDU 726.5 : 690.593.2.

## II. — TRADUCTIONS

### D'ARTICLES TECHNIQUES EFFECTUÉES PAR L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Des reproductions de ces traductions peuvent être fournies aux adhérents de l'Institut Technique, moyennant une participation aux frais de traduction fixée forfaitairement à 300 F la page dactylographiée du format normal.

337. Escalier hélicoïdal en béton précontraint (Revolutionary staircase built of prestressed concrete). MAGNEL (G.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (sep. 1951), vol. 21, n° 9, p. 25-27, 8 fig. — Escalier hélicoïdal supporté seulement à la base et au sommet. Explication du procédé de calcul. Vérification de la méthode de calcul approximative par un essai sur modèle grandeur. Précontrainte au moyen de deux câbles. E. 22240, 8 p.

341. Le traitement après prise du mortier et du béton à la vapeur sous faible pression (Low-pressure steam curing of mortar and concrete). SAUL (A. G.); *Constr. Rev.*, Austral. (jan. 1952), vol. 24, n° 9, p. 25-27, 3 fig., 5 réf. bibl. — Analysant quelques résultats d'expériences diverses et constatant que les expérimentateurs présentent des conclusions peu concordantes sur la conduite du traitement du béton par la chaleur, l'auteur essaie de remettre en accord

des résultats apparemment contradictoires. S'appuyant ensuite sur des expériences personnelles sur trois catégories de ciment et deux valeurs du rapport eau/ciment, il fait ressortir par des graphiques l'influence du délai de commencement du traitement après malaxage, des vitesses de chauffage et de refroidissement, de la durée du traitement, des températures. E. 22497, 7 p.



### III. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir; toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 28, boulevard Raspail, Paris-VII<sup>e</sup>.

B-743. Enseignements tirés de l'effondrement de ponts (Brückeneinstürze und ihre Lehren). STAMM (C.); Éd. : Leemann, Stockstrasse 64, Zurich 2, Suisse; Librairie technique et Documentation, 11, rue Lavoisier, Paris (1952), 1 vol. (16 × 22,5 cm), Mitt. Inst. Baustat., n° 24, 99 p., nombr. fig., 157 réf. bibl., Fs : 12.50. — Cause des effondrements, leur classification, délimitation des questions étudiées. Effondrements qui se produisent en cours de montage, soit au moment de travaux neufs, soit au moment de transformation, effondrements survenant au cours des essais de charge, ceux qui sont causés par la surcharge des ponts ou par des causes extérieures : accidents de chemin de fer; ponts heurtés par des bateaux, par des véhicules ou par des avions; effondrements dus à la glace, aux tremblements de terre, à l'insuffisance des culées, à l'incendie pour les ponts métalliques. Instabilité due à des questions aérodynamiques, en particulier dans les ponts suspendus. Construction soudée; enseignements tirés des effondrements étudiés; fréquence de ces accidents. E. 21972.

B-744. Catalogue de pylônes métalliques carrés en treillis. Lignes de première et de deuxième catégorie. Éd. : Service des Travaux de la Direction de l'Exploitation d'E. G. A., 2 boulevard du Télémy, Alger, Algérie, 4 fasc. (21 × 27 cm), I : 34 p.; II : 118 p.; III : 15 dépl.; IV : 4 p. Fasc. I : Caractéristiques et schémas de pylônes de hauteur allant de 9,5 m à 17,3 m; caractéristiques et dimensions des massifs, différents armements pour haute et basse tension. Fasc. II : Note de calcul pour les différents pylônes sous forme de tableau; métré. Fasc. III : Quinze dessins dépliant de pylônes à l'échelle de 1/20. Fasc. IV : Indications sur l'utilisation courante des pylônes pour lignes haute tension de deuxième catégorie. E. 22404.

B-745. La technique des mesures effectuées sur les barrages (Talsperren-Messtechnik). HUGENBERGER (A. U.); Éd. : Springer, Reichpietschufer 20, Berlin W 35, All. (1951), 1 vol. (17 × 25 cm), VII + 132 p., 175 fig., 23 réf. bibl., DM : 22.50. — Considérations générales sur la tenue des barrages : modifications des matériaux et influence de la température et du temps. Déformations, contraintes, température dans le béton, divers principes de mesure : corde vibrante, résistance ohmique. Mesure des contraintes, de la pression sur le sol et de la température. Étude de la pression de l'eau et de la teneur en eau du béton et dans

le sol : procédés hydrauliques de mesure, procédés électriques et pneumatiques, mesure de la teneur en eau. Déformations extérieures du barrage, mesures des dilatations, des torsions, procédés géodésiques de mesure, nivellement de précision. Procédés de mesure appliqués à la pratique et essais sur modèles réduits, dans le plan ou dans l'espace, mesures dans les galeries sous pression. Exposé des symboles et des abréviations utilisés dans les mesures, abaques. E. 22059.

B-746. Construction des superstructures des chemins de fer. Principes de la construction de la voie (Eisenbahnoberbau die Grundlagen des Gleisbaues). HANKER (R.); Éd. : Springer, Mölkerbastei 5, Vienne I, Autr. (1952), 1 vol. (17 × 25 cm), VIII + 256 p., 282 fig., 249 réf. bibl., S : 10.30. — Cet ouvrage pose et développe les principes de la construction des voies : profils en travers, écartement des rails, élargissement des voies, leur élévation, rampes. Évolution de la forme des rails et de la matière qui les constitue : essais au choc, à la rupture, à la flexion, à l'usure; calcul des superstructures en exposant en particulier les méthodes de Winkler et de Zimmermann. Transmission des pressions sur les traverses et sur le sol, infrastructure. Divers procédés de fixation des rails sur les différentes espèces de traverses; raccord des éléments de rails entre eux, soudure des rails. Conduite des trains, action de la roue sur le rail. Rapports entre le véhicule et la voie, suivant le nombre et la nature des essieux. Entretien des voies : redressement en plan et en hauteur, rétablissement de l'écartement normal, etc.; divers ouvrages spéciaux tels que ponts-basculés, fosses de nettoyage, etc. E. 21950.

B-747. L'art de la charpente métallique (Fachkunde für Stahlbauschlosser). WEIDMANN (F.); Éd. : Dümmers, Kaiserstrasse 33/37 (22 c) Bonn., All. (1952), 3<sup>e</sup> édit., 1 vol. (15 × 21 cm), 129 p., 199 fig., 1 fig. h. t., DM : 4.90. — Questions que doit parfaitement connaître le spécialiste de la charpente métallique. Vocation du charpentier en fer; ce qu'il doit connaître sur les métaux de construction; diverses sortes de métaux de construction et leurs caractéristiques; formes sous lesquelles ces métaux se présentent : barres, plats, tôles; défauts des pièces laminées, leur préparation : recette, coupage à longueur, planage des tôles, tracé, report des données des dessins sur l'ouvrage, exécution des trous de rivets et de boulons; exécution des coupes; découpage au

chalumeau : gaz, bouteilles, robinets, tuyaux, chalumeau; exécution des arêtes rabotées, types de machines à raboter, travaux au rabot; exécution des arêtes fraisées, procédé de fraissage, types de fraises et de machines à fraiser, travaux de fraissage; transformation des aciers de construction, procédés de cintrage : à froid, machines utilisées, presses hydrauliques, presses à excentriques, travaux de cintrage; cintrage à chaud. E. 21971.

B-748. Planchers (Golv). VELVE (T.); Éd. : Tidskriften Hem i Sverige, Kungsgatan 6, Stockholm, Suède (1952), 1 vol. (18 × 24,5 cm), 161 p., nombr. fig., 12 réf. bibl., kr : 14.75. — Nettoyage, entretien et protection des planchers. Matériaux de planchers convenant : aux maisons d'habitation (suivant les différentes pièces : chambres, cuisine, salle de bains, buanderie, balcons, terrasses), aux bureaux et magasins (magasins d'alimentation, d'habillement, de verrerie, de quincaillerie, de droguerie; bureaux, banques, etc.), aux hôtels et restaurants (salles de restaurant, cuisines, couloirs; hôtels), aux lieux de réunion et cinémas, aux écoles, aux hôpitaux, aux usines et industries (locaux de travail, magasins). Propriétés et applications des différents matériaux de plancher : béton, carrelages de ciment, magnésite, plaques d'acier, asphalte, liège, terre battue, pierres naturelles, carrelages de céramique, dalles de béton et de ciment, plaques de matière plastique, dalles bitumées, caoutchouc, bois, linoléum, tapis. E. 21460.

B-749. Comment construire soi-même une petite maison (Smaastugebygge genom eget arbete). MALLMIN (B.); Éd. : Tidskriften Hem i Sverige, Kungsgatan 6, Stockholm, Suède (1952), 1 vol. (20,5 × 14,5 cm), 240 p., nombr. fig., kr : 19.50. — Manuel renfermant les instructions nécessaires aux particuliers qui désirent construire eux-mêmes leur maison. Travaux de fondation, maisons en bois (construction du bloc foyer-cheminée, pose des encadrements de portes et de fenêtres, etc.); travaux intérieurs (planchers, placards, plinthes, peinture, robinetterie et plomberie, installation électrique); travaux de cave et de grenier (portes et fenêtres, cloisons, couverture, plancher, peinture); travaux extérieurs (tuiles, escaliers extérieurs en béton, crépissage et enduits, peinture extérieure). Maisons en béton léger; mise en œuvre des poutres coulées sur place ou préfabriquées, maçonnerie des murs extérieurs; toiture; cloisons; crépissage. E. 21461.

### IV. — NORMALISATION

#### PROJETS DE NORMES MIS EN APPLICATION

##### Bâtiment et Génie civil.

Charpente, menuiserie, serrurerie.  
Menuiserie métallique.

PN P 24-201 Menuiserie métallique  
(juin 1952) en acier. Code des conditions minima d'exécution ..... 250 F

PN P 24-202 Menuiserie métallique  
en alliage léger. Code des conditions minima d'exécution ..... 250 F

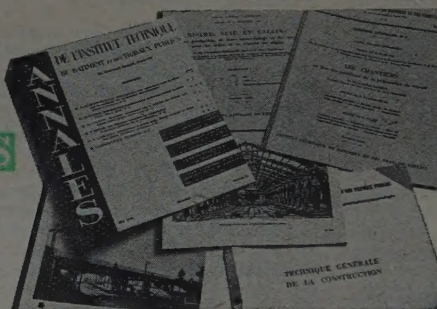




INGÉNIEURS  
ARCHITECTES  
ENTREPRENEURS

POUR VOUS TENIR  
AU COURANT  
DES PROGRÈS  
RÉALISÉS DANS  
LA TECHNIQUE  
DE LA  
CONSTRUCTION

LISEZ  
LES  
**ANNALES**  
DE  
L'INSTITUT TECHNIQUE  
DU BATIMENT ET  
DES TRAVAUX PUBLICS



Vous consacrez un budget important à votre documentation, mais elle ne peut être complète.

Nous lisons pour vous dans toutes les langues, un coup d'œil sur les rubriques de notre

### **DOCUMENTATION TECHNIQUE**

et vous saurez tout ce qui a paru concernant votre spécialité chez tous les éditeurs et dans 200 revues de tous pays.

Des analyses courtes, claires, objectives, vous signaleront la littérature qui vous est utile.



vous voulez être renseigné sur une technique qui ne vous est pas familière.

Écrivez à notre

### **SERVICE DE DOCUMENTATION**

Il vous fournira rapidement les références et les documents qui vous manquent.

Il établira aux meilleurs conditions la traduction correcte du document étranger qui vous intéresse.



## TRAVAUX PUBLICS (III)

*Déjà paru dans la même série au 31 décembre 1952 :*

- |  |   |
|--|---|
| N° 1. — J. CAMBON, Caisson mobile auto-flotteur à air comprimé.  | N° 10. — L. ROQUE, Les Travaux Publics au Cameroun.   |
| N° 2. — M. FAUCONNIER, Ponts provisoires sur le Rhin et la Moselle.  | N° 11. — L.-A. LONGEAUX, Les Travaux Publics en Indochine depuis 1945.  |
| N° 3. — La reconstruction de la centrale de Gennevilliers. Visites de chantier des 12 mars, 2, 8 et 16 avril 1948. | N° 12. — A. BIJLS, Canal Albert (Belgique). Expérience acquise au cours de la construction et de la réparation des écluses.   |
| N° 4. — La construction du pont Jacques-Boulloche à Bezons. Visite de chantier du 1 <sup>er</sup> avril 1949.      | N° 13. — L. MACLOU, Procédés américains de construction de routes. Leur application en Louisiane et au Texas.<br>J.-A. MACHAT, Influence du machinisme dans la productivité américaine. |
| N° 5. — R. PAGNI, La technique de la construction des barrages en terre aux U. S. A.                               | N° 14. — A. MOGARAY, Le nouveau pont Pasteur sur le Rhône à Lyon.   |
| N° 6. — R. PAGNI, L'emploi du matériel de terrassement aux U. S. A.  | N° 15. — L'aménagement de la chute de Donzère-Mondragon.  |
| N° 7. — La construction du pont de Conflans-Fin-d'Oise. Visite de chantier du 16 décembre 1949.                    | N° 16. — A. PAGES, Reconstruction du quai de France à Cherbourg.  |
| N° 8. — A. LAZARD et H. LAPORTE, La reconstruction du viaduc de Lessart.   | N° 17. — R. PELTIER, Étude des revêtements bétonnés pour routes et aérodromes.  |
| N° 9. — J. CAMBON, Nouveaux appareils pour l'extraction des déblais à l'air comprimé.                              | N° 18. — Pont Jacques-Boulloche à Bezons.   |



# BATIR

REVUE TECHNIQUE DE LA FÉDÉRATION NATIONALE DU BATIMENT ET DES ACTIVITÉS ANNEXES  
PUBLIÉE AVEC LE CONCOURS DE L'INSTITUT TECHNIQUE  
ET DES LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

## SOMMAIRE DU NUMÉRO 27 (DÉCEMBRE 1952)

Les sources du financement de la construction aux États-Unis.  
Reconstruction d'un marché couvert.  
Comparaison des prix de revient des murs traditionnels.

GROS ŒUVRE : Une machine à bâtir, couvrir, enduire.  
La déformation du béton : II. Déformation sous charge. Fluage.

BOIS : Rénovation d'une soufflerie.

NOUVEAUTÉS BREVETÉES : Parquetage.

MÉTAL : Métallisation par projection (II).

VISITE DE CHANTIER : Le nouveau Lycée Jules-Ferry, ou l'exploitation moderne d'une idée antique.

Les films du Bâtiment.

Écoles.

Fiches bibliographiques.

Construction au Cameroun.

DE LA TECHNIQUE AU DROIT : Le mandataire commun dans les groupements d'entreprises.

*Ces textes s'attachent à présenter, d'une façon à la fois simple et complète, des renseignements utiles.*

Prix du numéro : 300 F

**SPÉCIMEN GRATUIT SUR DEMANDE**

BATIR — 33, avenue Kléber, Paris-XVI<sup>e</sup>

Abonnement d'un an : 2 500 F

(Neuf numéros)

## INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SESSION 1952-1953 (Seconde Série)

**Salle de la Fédération Nationale du Bâtiment, 7, rue La Pérouse, Paris-XVI<sup>e</sup>.**

**MARDI 27 JANVIER 1953, à 17 h. 30**

Sous la Présidence de M. J.-L. BONNENFANT,  
Directeur Honoraire des Travaux Publics de Tunisie,  
Directeur des Bases Aériennes au Ministère des Travaux Publics.

**QUELQUES ASPECTS DE LA PROSPECTION ET DE L'EXPLOITATION  
DES EAUX SOUTERRAINES**

par M. Jean ARCHAMBAULT, Licencié ès Sciences,  
Ingénieur Géologue E. N. S. P.

### MODIFICATIONS

En raison de la coïncidence des dates avec le banquet de la Fédération Nationale des Travaux Publics, la conférence de M. DURIEZ, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées sur les « Possibilités d'emploi du ciment fondu avec d'autres ciments au sein de diverses ambiances », est reportée à une date ultérieure qui sera précisée en temps utile.

La conférence de M. CALONI, Secrétaire Général de l'O. P. P. B. T. P., sur « La prévention des accidents du travail dans le Bâtiment », est également reportée.

Les séances des mardi 3 et mardi 10 février sont, par conséquent, annulées.  
Une conférence est par contre ajoutée au programme :

**MARDI 17 FÉVRIER 1953, à 17 h. 30**

**LES ADJUVANTS DU BÉTON  
PLASTIFIANTS, ENTRAINEURS D'AIR ET PRODUITS COLLOIDaux  
CONDITIONS D'EMPLOI**

par M. DURIEZ, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Directeur des Services Techniques du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

### L'INFORMATION TECHNIQUE CINÉMATOGRAPHIQUE

**MERCREDI 11 FÉVRIER 1953, à 18 h. précises.**

Programme :

A CONCRETE PROPOSITION (Procédé Ductube).  
SOUDURES PAR ÉLECTRODES MULTIPLES.  
ACTUALITÉS DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS.  
CONSTRUCTION D'UN AÉRODROME AU SAHARA.

La carte spéciale d'inscription sera demandée à l'entrée.

**MARDI 24 FÉVRIER 1953, à 17 h. 30**

Sous la Présidence de M. A. BALENCY-BÉARN,  
Président de la Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé.

**ÉVOLUTION DES COFFRAGES**

par M. L.-J. KAHN, ancien Élève de l'École Polytechnique,  
Directeur des Établissements Lang.